



学位論文題目 Title	鉄道PC桁桁の維持管理における外ケーブル張力モニタリング方式の実用化に関する研究
氏名 Author	湯浅, 康史
専攻分野 Degree	博士（工学）
学位授与の日付 Date of Degree	2017-03-25
公開日 Date of Publication	2019-03-25
資源タイプ Resource Type	Thesis or Dissertation / 学位論文
報告番号 Report Number	甲第6919号
権利 Rights	
JaLCDOI	
URL	http://www.lib.kobe-u.ac.jp/handle_kernel/D1006919

※当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。

PDF issue: 2019-04-18

博 士 論 文

鉄道 PCI 形桁の維持管理における 外ケーブル張力モニタリング方式の 実用化に関する研究

平成 29 年 1 月

神戸大学大学院工学研究科

湯浅 康史

鉄道 PCI 形桁の維持管理における外ケーブル張力モニタリング方式の実用化に関する研究

第 1 章 緒論

1.1 本研究の背景	1
1.1.1 社会資本の維持管理の現状	1
1.1.2 PC 構造物の劣化の特徴	1
1.1.3 PC 桁の維持管理の考え方	2
1.1.4 鉄道 PC 桁の維持管理の現状と課題	3
1.1.5 外ケーブル張力モニタリング方式の概要と課題	5
1.1.6 主桁間隔の狭い鉄道 PCI 形桁に適用する外ケーブル補強工法の概要 ..	8
1.2 本研究の目的	9
1.3 本論文の構成	12
【参考文献】	13

第 2 章 既往の研究と本研究の位置付け

2.1 概説	15
2.2 PC 鋼材の腐食や破断が生じた PC 梁の耐荷性能に関する既往の研究	15
2.3 新旧界面のせん断伝達機構に関する既往の研究	17
2.3.1 せん断伝達の抵抗要因	17
2.3.2 新旧界面のせん断伝達メカニズム	18
2.3.3 新旧界面のせん断伝達性能	22
2.3.4 新旧界面のせん断強度の評価式	28
2.3.5 せん断試験法	30
2.4 外ケーブル補強工法に関する既往の研究	32
2.4.1 外ケーブル補強工法の概要と特徴	32
2.4.2 定着装置の耐荷性能に関する既往の研究および設計基準	34
2.4.3 定着装置が既設コンクリートに与える影響	35
2.5 PC 桁におけるモニタリングの適用事例と既往の研究事例	37
2.5.1 適用事例	37
2.5.2 既往の研究事例	44
2.6 本論文で検討する課題	44
【参考文献】	46

第 3 章 新旧コンクリート界面のせん断伝達機構に関する研究

3.1 概説	49
3.2 ルーマニア式せん断実験概要	49
3.2.1 実験供試体	49

3.2.2	実験方法	51
3.3	ルーマニア式せん断実験の結果および考察	52
3.3.1	滑動性状	52
3.3.2	荷重とすべり変位の関係	53
3.3.3	荷重とひび割れ幅の関係	55
3.3.4	荷重と PC 鋼棒張力の関係	56
3.3.5	せん断伝達挙動の評価	57
3.3.6	斜めひび割れを含む滑動面がせん断伝達性能に与える影響	58
3.3.7	弾性限界せん断応力の評価	60
3.3.8	せん断強度の評価	60
3.4	二面せん断実験概要	62
3.4.1	供試体種類および供試体形状	62
3.4.2	供試体製作	64
3.4.3	載荷試験方法	65
3.5	二面せん断実験の結果および考察	65
3.5.1	荷重と変位の関係および滑動性状	65
3.5.2	最大荷重とひび割れ状況	66
3.5.3	PC 鋼棒の張力変化	67
3.5.4	圧縮応力が傾斜した新旧界面に作用する場合の せん断伝達性能の評価	69
3.5.5	せん断強度の評価	71
3.6	高い界面垂直応力が作用する新旧界面の解析モデルの検討	72
3.6.1	解析対象	72
3.6.2	解析モデル	72
3.6.3	材料モデル	73
3.6.4	新旧界面パラメータの検証と同定	75
3.6.5	解析結果	76
3.6.6	解析モデルの妥当性	80
3.7	本章のまとめ	80
	【参考文献】	81

第 4 章 桁間定着方式による外ケーブル定着装置に関する研究

4.1	概説	83
4.2	桁間定着方式による外ケーブル定着装置の小型供試体実験の概要	83
4.2.1	実験供試体	83
4.2.2	供試体種類	85
4.2.3	供試体製作	87

4.2.4	載荷試験方法	88
4.2.5	ハンチ面に作用する断面力	89
4.2.6	浮上り荷重の計算値	90
4.3	小型供試体実験の結果および考察	91
4.3.1	基準供試体(7BWO)の挙動	91
4.3.2	各供試体の実験結果	94
4.3.3	破壊性状	95
4.3.4	界面垂直応力の大きさが定着部の耐荷性能および 挙動に与える影響	98
4.3.5	ハンチ面の付着が定着部の耐荷性能および挙動に与える影響	99
4.3.6	横桁が定着部の耐荷性能および挙動に与える影響	100
4.3.7	下面支圧板の設置状態が定着部の耐荷性能および 挙動に与える影響	102
4.3.8	弾性限界荷重の評価	103
4.3.9	浮上り荷重の評価	104
4.3.10	最大荷重の評価	105
4.4	桁間定着方式による外ケーブル定着装置の大型供試体実験の概要	107
4.4.1	実験供試体	107
4.4.2	供試体製作	109
4.4.3	実験手順	110
4.4.4	載荷試験方法	112
4.4.5	解析概要	113
4.5	大型供試体実験の結果および考察	117
4.5.1	定着装置の耐荷性能の検証	117
4.5.2	実橋での適用を想定した定着装置の検証および解析モデルの検討 ..	121
4.6	本章のまとめ	127
	【参考文献】	128

第5章 桁間定着装置を用いた外ケーブル補強工法の実橋適用性に関する研究

5.1	概説	129
5.2	対象橋梁と補強設計の概要	129
5.2.1	対象橋梁と変状概要	129
5.2.2	補強設計	131
5.3	解析概要	132
5.3.1	解析モデル	132
5.3.2	解析ステップ	133
5.3.3	内ケーブル破断のモデル化	134

5.4 実橋への適用性に関する解析的検討	134
5.4.1 補強効果の検証	134
5.4.2 応力の照査	136
5.4.3 既設主桁に与える影響の評価	137
5.5 既設主桁に与える影響を低減する定着装置仕様に関する解析的検討	139
5.5.1 対策概要	139
5.5.2 解析ケースと解析概要	139
5.5.3 解析結果および考察	140
5.6 本章のまとめ	143
【参考文献】	144

第 6 章 外ケーブル張力モニタリング方式の有効性と管理方法に関する研究

6.1 概説	145
6.2 対象橋梁とモニタリング方法	145
6.2.1 対象橋梁の概要	145
6.2.2 モニタリング方法	146
6.3 実橋 PC 桁における外ケーブル張力の計測値の分析	148
6.3.1 計測方法と計測システム	148
6.3.2 列車通過時の外ケーブル張力増分の算出方法	150
6.3.3 計測値のばらつき状態とその要因に関する分析	151
6.3.4 長期計測結果の分析	153
6.4 内ケーブルの破断進行に伴う PC 桁の実挙動と性能に関する解析的評価	156
6.4.1 解析概要	156
6.4.2 PC 桁の性能照査方法	160
6.4.3 実橋 PC 桁の載荷試験と解析モデルに関する検討	161
6.4.4 内ケーブルの破断進行に伴う PC 桁の実挙動の評価	163
6.4.5 内ケーブルの破断進行に伴う PC 桁の性能照査	165
6.5 モニタリングによる PC 桁耐荷性能の低下の検知性能に関する検証	167
6.5.1 内ケーブルの破断進行に伴う外ケーブル張力増分の 計測値の推定方法	167
6.5.2 検知性能の検証方法	167
6.5.3 計測値のばらつきがモニタリングの検知性能に与える影響	168
6.5.4 モニタリングによる検知性能の検証	169
6.6 外ケーブル再緊張の効果の検証	171
6.7 外ケーブル張力モニタリング方式の管理方法と運用方法の提案	172
6.7.1 PC 桁の供用停止を検討する管理値の設定	172
6.7.2 外ケーブル張力モニタリング方式の管理方法の提案	172

6.7.3 外ケーブル張力モニタリング方式の運用方法の提案.....	175
6.8 本章のまとめ.....	178
【参考文献】	180
 第7章 結論	
7.1 概説.....	181
7.2 本研究で得られた結論	181
7.3 今後の課題と展望	187
7.3.1 主桁間隔の狭い PCI 形桁に適用する外ケーブル補強工法	187
7.3.2 外ケーブル張力モニタリング方式を適用した PC 桁の維持管理	187
7.3.3 鉄道 PC 桁の合理的な維持管理	188
【参考文献】	188
 謝辞.....	 189

第1章 緒論

1.1 本研究の背景

1.1.1 社会資本の維持管理の現状

我が国において、鉄道や道路、空港、港湾などの社会資本は、高度経済成長期の一時期を中心に大量に整備され、これまで国土の発展や豊かな国民生活の実現に果たしてきた役割は大きい。これら高度成長期に建設された社会資本は、近年一斉に高齢化を迎える段階にあり、平成 24 年 12 月の中央自動車道笹子トンネル天井板落下事故を契機に、社会資本の維持管理の重要性が再認識されるとともに、その対策が国策として取り上げられるようになっていく。今後、少子高齢化、人口減少、厳しい財政事情が予想されるなかで、高齢化する構造物を安全かつ効率的に維持管理するために、点検、補修・補強の効率化や省力化、維持管理技術者の確保および育成、合理的な維持管理手法の構築のほか、これまでの点検技術を革新する高度な維持管理手法のイノベーションが求められている。

1.1.2 PC 構造物の劣化の特徴

コンクリート構造物は、安価でかつ現場で容易に製造でき、適切な設計・施工が行われた場合には優れた耐久性を有することから、社会資本を構成する橋梁やトンネルなどに多用されている。この中で、高強度鋼材である PC 鋼材を高応力で緊張・定着し、コンクリートにあらかじめ圧縮応力（プレストレス）を与えて引張応力を打ち消す構造であるプレストレストコンクリート（以下、PC と表記）構造物は、戦後に導入され始めた比較的新しい技術であるものの、優れた構造特性と合理性から急速に普及し、中長スパンの橋梁に多用されるなど必要不可欠となっている。

PC 構造物は、鉄筋コンクリート（以下、RC と表記）構造物と比べ、密実度高強度のコンクリートが用いられ、劣化因子の侵入経路となるひび割れをプレストレスにより制御することから、一般に耐久性が高い。これを象徴する事例として、1951 年に我が国で最初に建設されたプレテンション方式 PC 桁である長生橋では、建設後 50 年目の 2001 年に河川改修に伴って撤去される際に耐荷性能やコンクリートの物性調査が行われ、極めて健全な状態であったことが確認されている^{1),2)}。また、1954 年に建設された我が国で最初の本格的なポストテンション方式の PC 桁である第 1 大戸川橋梁においても、2007 年に材料の物性調査が行われ、極めて高い耐久性を保持していることが認められている³⁾。その一方で、1980 年代の後半からポストテンション方式の PC 桁において、重大な劣化が生じる事例も散見されるようになった。イギリスの Ynys-y-gwas 橋、ベルギーのスヘルデ川に架設された橋梁においては、PC 鋼材の腐食によって前兆なく落橋に至った事例^{4),5)}が報告されている。また、落橋には至っていないものの、暮坪陸橋⁶⁾、妙高大橋⁷⁾、須井川橋⁸⁾や近江大橋⁹⁾などで PC 鋼材の著しい腐食や破断が生じた事例が報告されている。これら重大な劣化が生じた PC 桁においては、多量の塩化物イオンの供給があり、過酷な塩害環境下におかれ

ている場合や、ポストテンション方式 PC 桁で PC 鋼材の防錆機能を果たすグラウトが適切に充填されていなかった場合が多く認められている。これらの事例から、PC 桁は適切に設計・施工がなされ、一般的な環境下に供用されている場合には、耐久性が一般に高いといえるが、過酷な塩害環境下に供用されている PC 桁や、グラウト充填不足などの PC 桁に特有の初期欠陥を有する PC 桁は、PC 鋼材の腐食により耐荷性が低下し、早期に重大な劣化が生じる可能性があることを示唆するものと考えられる。

なお、わが国におけるグラウト充填不足については、1990 年代以前の建設年次が比較的古い PC 桁で多数確認されており¹⁰⁾、当時、ブリーディングを許容するグラウト材料を用いていたこと、施工機械の性能が不十分であったこと、シース内の空隙率が小さく設計上の配慮が不足していたことなどグラウト技術が未熟であったことや、施工管理やグラウトの重要性に対する認識が不足していたことなどの要因が複合して生じたものと考えられている¹¹⁾。また、グラウト充填不足が生じた PC 桁においては、以下の劣化の特徴を有することが指摘されている¹²⁾。

- ・ グラウト充填不足が生じていても、水分や酸素などの腐食因子が供給されなければ、PC 鋼材の腐食は軽微なことが多い。
- ・ グラウト充填不足に伴う PC 鋼材の腐食や破断が進行しても、PC 鋼材周辺部には空隙があることから鋼材の膨張がコンクリートに作用しにくく、コンクリート表面にひび割れや剥離などの、鋼材膨張を示唆する変状の発生が遅れる場合がある。
- ・ グラウト充填不足部で PC 鋼材が破断した場合、グラウト充填境界部では PC 鋼材が再定着されることから、プレストレスの低下は部分的になる。
- ・ PC 鋼材の破断が多くなると、プレストレス不足による曲げひび割れの発生、耐荷力の減少、たわみの増大などの重大な変状が発生する。
- ・ 曲げひび割れが発生してから、耐荷力喪失までの期間が短い。

この中で、特に、耐荷性に直結する PC 鋼材の腐食や破断の状態が外観の変状に表れにくいことは、定期的な検査方法として一般に用いられている目視検査における健全度評価の難易度を高め、前述した海外の事例で劣化の兆候がなく落橋に至ったことも踏まえると、PC 構造物を維持管理するにあたっての大きな課題となると考えられる。

1.1.3 PC 桁の維持管理の考え方

PC 桁の維持管理は、RC 構造物と同様に、外観目視により定期的な検査が行われ、構造物の性能低下を示唆するひび割れなどの変状が認められた場合には、必要に応じて各種検査機器を用いた詳細な検査が行われるのが一般的である。そして、検査の結果から、劣化機構の推定、劣化予測などの診断が行われ、その結果に基づき、監視、補修、補強などの対策が実施される。これらの維持管理のサイクルを適切に実施することによって、構造物の安全性を確保しながら維持管理がなされている。

PC 構造物の劣化は、RC 構造物で生じる劣化機構に加えて、グラウト充填不足を含む PC 構造特有の劣化も生じ、近年、維持管理においてもこれらに配慮することが重要と認識されるようになったことから、PC 構造物の維持管理方法を示方書や指針にて整備する動きが活発化している^{10),12),13),14),15)}。2013 年に改訂されたコンクリート標準示方書(維持管理編)では^{13),14)}、プレストレストコンクリートに関する章が新設され、検査において PC 構造特有の劣化に十分配慮する必要性が示されたほか、PC 構造物の維持管理は、構造性能に多大な影響を与える PC 鋼材を腐食させないことが重要であり、予防維持管理に基づくのが望ましいとの見解が示されている。このため、劣化因子となる水に着目し、点検では橋面の滞水や排水管からの漏水、コンクリート表面の水しみなど、水に関する変状を確認すること、対策では防水工、排水工等の水の浸入対策を、コンクリートの耐久性確保を意図する他の補修対策より優先して行う必要があることを示している。さらに、PC 工学会の指針¹⁰⁾においても、PC 構造物は予防維持管理によることが重要で、PC 鋼材の腐食状態はグラウトの充填状態に大きく左右されることから、グラウトの充填状況や PC 鋼材の腐食や破断に関する調査を、変状状況や建設時期などの優先順位を踏まえて早急に行い、必要に応じて補修するのが望ましいとの見解が示されている。以上から、PC 桁の維持管理では PC 鋼材を腐食させないよう予防維持管理によることが望ましいと考えられる。

1.1.4 鉄道 PC 桁の維持管理の現状と課題

本研究は、鉄道 PC 桁、特に山陽新幹線に供用されている PC 桁を対象として、適切に維持管理できる方策について検討を行うものである。ここで、山陽新幹線の PC 桁における維持管理の現状と課題について概説する¹⁶⁾。

山陽新幹線の中長スパンの橋梁には、騒音防止に配慮して PC 桁が多く採用されており、全長約 551km のうち 25.3km、約 1,200 連の PC 桁が供用されている。これら PC 桁は、その他の鉄道構造物と同様に、図 1.1 に示す手順によって維持管理が行われている¹⁷⁾。すなわち、構造物の供用中には、地震や大雨等の後に実施される随時検査のほか、定期的に外観目視を主とする全般検査が行われ、構造物の健全度を判定する。構造物の性能を低下させる恐れのある変状を有する健全度 A の場合には、健全度判定の精度を高めるための個別検査が実施され、あらためて健全度が判定されることとなる。なお、個別検査では、必要により各種検査機器を用いた詳細な検査が実施される場合もある。そして、健全度の判定結果に応じて、監視、補修、補強などの措置が講じられ、記録がなされる。

また、山陽新幹線の一部の PC 桁では、しゅん功後数年経過したあとに主桁のひび割れが確認され、調査の結果、グラウトの充填不足を生じていることが認められた。このため、図 1.1 に示した維持管理に加えて、全 PC 桁を対象に、グラウトの充填状況および主方向 PC 鋼材（以下、内ケーブルと表記）の腐食状態を確認するための削孔目視調査と、グラウト充填不足部へのグラウトの再注入による補修を、1984 年から順次継続的に実施している。

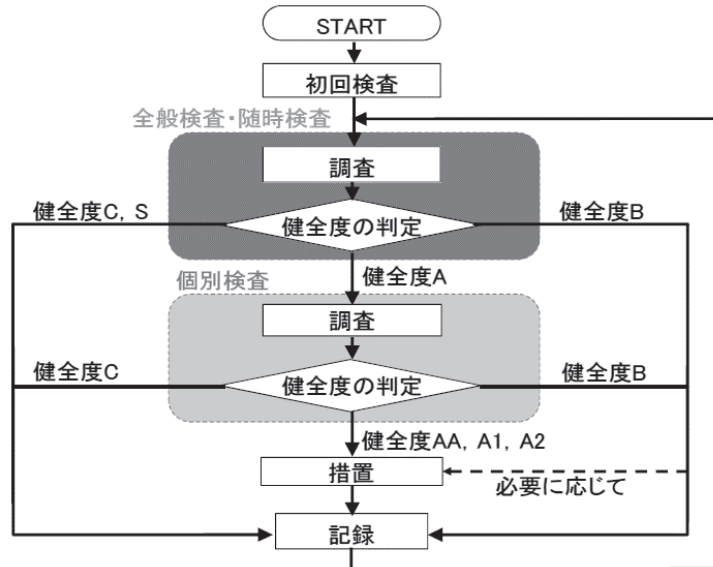


図 1.1 鉄道構造物の維持管理フロー¹⁷⁾に基づき作成



写真 1.1 内ケーブルに沿うひび割れ

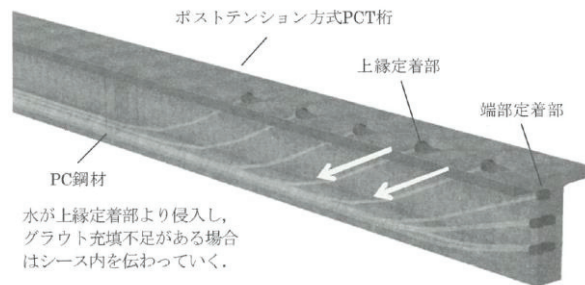


図 1.2 上縁定着部からの水の浸入経路¹³⁾

ここで、山陽新幹線 PC 桁において、これまでに確認された変状と劣化状態の概要について述べる。変状については、コンクリートの内部欠陥や豆板、横締め PC 鋼棒の破断、内ケーブルに沿うひび割れなどが認められており、各変状に対する補修を実施してきている¹⁶⁾。このうち、内ケーブルに沿うひび割れが生じている場合には、写真 1.1、図 1.2 に示すように、上縁定着跡埋め部から水が流入、内ケーブルに沿って流下して、漏水や遊離石灰が生じているケースも一部で認められている。このような変状が生じている場合には、内ケーブルには多量の水分や酸素が供給され、腐食の促進が懸念されるため、グラウトの再注入などの補修を実施しているものの、止水には至らない場合が多い。この場合、グラウトの再注入による一定の防錆効果が期待できるものの、PC 鋼材の素線の隙間にグラウトが十分に充填されていないために水分や酸素が供給されている可能性や、削孔箇所以外でのグラウト充填不足部が点在している可能性が否定できず、漏水が生じている PC 桁については PC 鋼材の腐食のリスクが残存すると考えられる。なお、道路橋においては、床版防水工を実施して対策することが可能であるが、鉄道橋においては、主桁上面に軌道設備があり、夜間の短い作業間合いにおいて大規模な床版防水工を施工できないため、漏

水に対する抜本的な対策は困難な状況となっている。

次に、劣化状態について述べる。内ケーブルに関しては、前述した削孔目視調査結果から、グラウトの充填不足が約 20%の PC 桁において生じているものの、腐食状態は総じて軽微な状態であることが認められている¹⁶⁾。ただし、一部の箇所については、内ケーブルに著しい腐食が生じていたことも認められている。なお、内ケーブルの著しい腐食が確認された PC 桁においても、グラウトの再充填による補修を実施しているものの、近年の研究^{18), 19)}によると、すでに腐食した PC 鋼材にグラウトを再注入した場合、一定の防食効果は認められるものの、PC 鋼材表面とグラウトの境界に錆が介在するため不動態皮膜が形成できず、完全な防食は困難であることが指摘されている。一方、コンクリートに関しては、山陽新幹線が主として山間部や都市部に架設されていることから飛来塩分の影響はなく、凍結防止剤も散布されないことから、塩害による変状は認められていない。なお、建設時の海砂の使用による内在塩分の影響で、コンクリート内部の塩化物イオン濃度が比較的大きい場合も確認されているものの、変状が顕在化した事例は認められていない状況にある。また、中性化による変状も認められていない。

以上、山陽新幹線 PC 桁で確認された変状や劣化状態を踏まえて、今後長期にわたって PC 桁を健全に供用していくにあたっての課題には、グラウト充填不足に伴う内ケーブルの腐食対策が挙げられる。内ケーブルの腐食対策では、これまでの維持管理で実施してきた削孔目視調査とグラウト再注入を継続して予防維持管理を実践することに加えて、ひび割れから漏水が生じている PC 桁や内ケーブルの著しい腐食が確認された PC 桁など、内ケーブルの腐食を止めることが困難な PC 桁に配慮し、内ケーブルの腐食や破断が生じた場合にも、適切に対応できる維持管理方法を構築しておくことが重要と考えられる。しかし、1.1.2 で述べたように、内ケーブルの腐食や破断の状態は外観の変状に表れにくく、現行の目視検査に基づく維持管理を実施した場合には、内ケーブルの破断が相当進行した段階で、突如発生した曲げひび割れにより変状が把握される可能性がある。この段階では PC 桁の耐荷性能は大きく低下していることから、構造物の供用を制限せざるを得ない状況に陥る可能性も考えられ、適切な維持管理を困難にする可能性が懸念される。

1.1.5 外ケーブル張力モニタリング方式の概要と課題

内ケーブルの腐食や破断を想定して、鉄道 PCI 形桁を適切に維持管理できる方法として、村田ら²⁰⁾は、PCI 形桁のウェブ側面に補強兼モニタリング用の外ケーブルを設置し、その外ケーブルの張力をモニタリングすることによって内ケーブルの破断を推定し、内ケーブルの破断を確認した場合には、外ケーブルを再緊張することにより直ちに性能を回復する方法（以下、外ケーブル張力モニタリング方式と表記）を提案している。外ケーブル張力モニタリング方式の適用イメージを図 1.3 に示す。ここで、外ケーブルは、内ケーブルが破断した状態において、PCI 形桁の過度の変形防止が期待できることから、予防保全とし

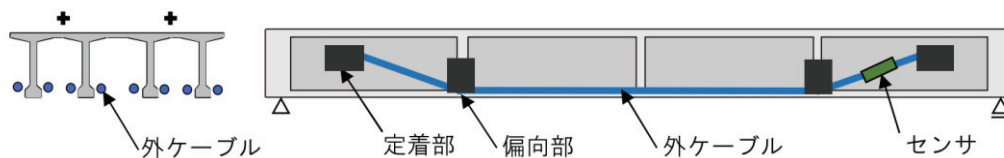


図 1.3 外ケーブル張力モニタリング方式の適用イメージ²⁰⁾

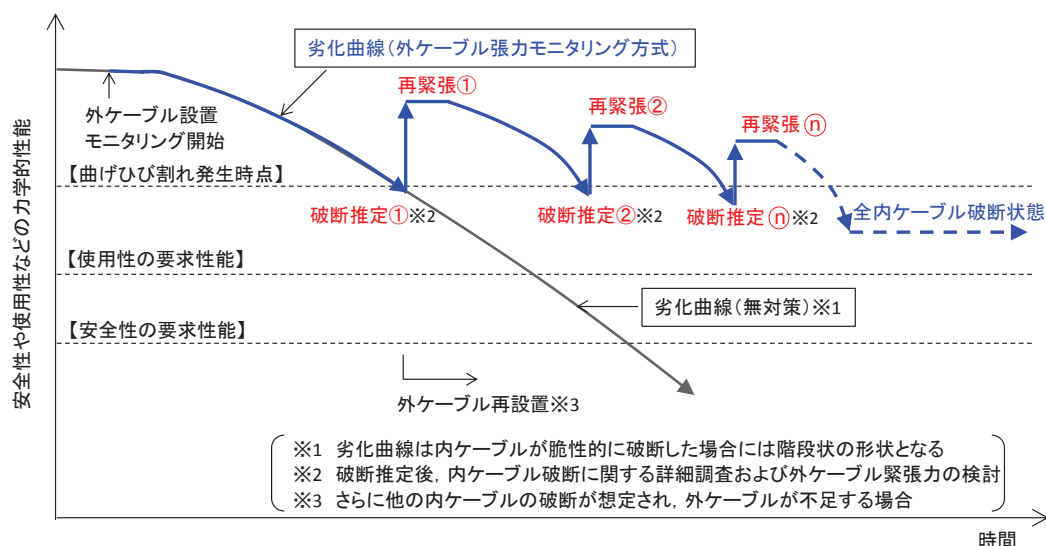


図 1.4 外ケーブル張力モニタリング方式による PC 桁維持管理の考え方²⁰⁾を一部修正

ての機能も期待されている。また、外ケーブル張力モニタリング方式による維持管理の考え方を図 1.4 に示す。外ケーブル張力モニタリング方式による維持管理では、内ケーブルの腐食や破断により変状が生じる前に、外ケーブルや張力センサを設置してモニタリングを開始し、曲げひび割れ発生後における内ケーブルの破断の推定と外ケーブル再緊張による速やかな性能の回復を繰り返すことによって、PC 桁を適切に維持管理することを意図している。なお、外ケーブル設置時の設計では、内ケーブルが全数破断した場合においても要求性能を満足させるように外ケーブルの本数や配置が検討されるが、当初の施工では過大補強に配慮して一部の外ケーブルが設置される。このため、内ケーブルの破断に伴って外ケーブルの不足が想定される前段階で、適宜外ケーブルを追加設置する必要がある。

ここで、これまでの外ケーブル張力モニタリング方式に関する検討として、村田ら²⁰⁾の研究について概説する。村田らは、はじめに、実橋梁の 1 主桁分をモデルとした 1/2 スケールの大型供試体の載荷実験および解析を実施し、外ケーブル張力のモニタリングによる内ケーブルの破断を推定する方法について基礎的検討を行っている。その結果、内ケーブルの破断が進行して曲げひび割れが発生した段階で、外ケーブルの張力に比較的大きな変化が生じ、この段階で内ケーブルの破断を推定できると評価している²⁰⁾。また、実橋を対象に外ケーブル張力モニタリングを検討する場合の解析方法として、内ケーブル破断、曲げひび割れ発生に伴う主桁の曲げ剛性の低下を簡易に表現できるファイバー要素につい

て検討し、ファイバー要素を用いた非線形格子解析による実橋の設計方法および照査方法を提案している²⁰⁾。さらに、モニタリングの管理方法については、死荷重状態から列車荷重載荷による外ケーブルの張力増分を管理指標とし、計測値と耐荷性能の低下を示す閾値（以下、管理値と表記）と比較して評価する方法を提案しており、実橋を対象に非線形格子解析によるシミュレーションを行った結果、外ケーブル張力モニタリング方式は内ケーブルの破断が進行して、PC 桁の要求性能を満足しなくなる前に耐荷性能の低下を検知でき、安全に PC 桁を維持管理できると評価している²⁰⁾。なお、このときの検討では、実橋梁での計測データが取得されていなかったことから、外ケーブル張力増分が 0.2kN 以上変化した場合に検知可能と仮定している。そして、これらの一連の検討の結果、外ケーブル張力モニタリング方式の一定の有効性が認められたことから、2014 年 3 月に山陽新幹線 PC 桁への試験施工が行われた。

上記の経緯を踏まえて、外ケーブル張力モニタリング方式の維持管理への実用化に向けた課題には、実橋での計測状態に即したモニタリングの有効性の再検討および管理方法の構築が挙げられる。すなわち、これまでの検討では実橋での計測状態が考慮されていなかったものの、実橋での計測値は、一般に作用（荷重）のばらつきや気温等の変動に起因してばらつきや変動が生じ、この計測状態がモニタリングの精度に大きな影響を与えると考えられることから、試験施工された実橋での計測値を分析し、その計測状態を踏まえてモニタリングの有効性を明らかにするとともに、実用的なモニタリング管理方法を構築することが課題と考えられる。

また、鉄道 PCI 形桁には、写真 1.2 に示すように、主桁間隔の狭い PCI 形桁が多く供用されているが、主桁間が狭隘なため、図 1.5 に示す、従来構造の外ケーブルの定着装置（以下、ウェブ定着装置と表記）を施工することができない。このため、同形式の PCI 形桁では、外ケーブル張力モニタリング方式の適用が困難な状況にあり、広く鉄道 PCI 形桁に実用化できないという課題を有している。

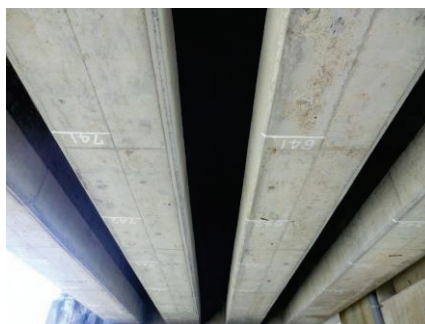


写真 1.2 主桁間隔の狭い
PCI 形桁の例（桁下面より撮影）

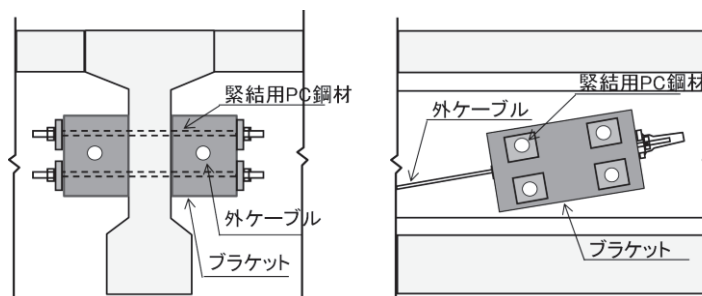


図 1.5 従来構造の外ケーブル定着装置
（ウェブ定着装置）

1.1.6 主桁間隔の狭い鉄道 PCI 形桁に適用する外ケーブル補強工法の概要

本研究では、主桁間隔の狭い PCI 形桁に適用できる外ケーブル補強工法の定着装置として、図 1.6 に示す構造の定着方式（以下、桁間定着方式と表記）を提案する。桁間定着方式による定着装置（以下、桁間定着装置と表記）は、主桁間にコンクリート製の定着装置と下面支圧板を設置し、鉛直方向の PC 鋼材（以下、緊結用 PC 鋼材と表記）を緊張することによって、下フランジハンチ面に圧縮力を作用させ、ハンチ面のせん断伝達抵抗により外ケーブル張力に抵抗することを意図している。ここで、桁間定着装置の仕様と特徴を表 1.1 に示す。桁間定着装置の仕様として、まず、定着装置と既設主桁とはハンチ面のみで接合し、主桁ウェブ側面、下フランジ側面においては、縁切材を設置して隙間を設けることとしている。これは、主桁ウェブ側面や下フランジ側面が、緊結用 PC 鋼材の緊張力の方向と平行となるため、これらの面ではせん断伝達抵抗が期待できないことから、緊結用 PC 鋼材の緊張力をハンチ面に集中させることを意図したものである。また、新旧コンクリート界面（以下、新旧界面と表記）となるハンチ面は、新旧コンクリートの一体化に高い効果が認められているショットブラストにより表面処理を行うこととし、ウェブ定着方式の定着装置と同様に接合鉄筋は配置しない²¹⁾仕様とした。なお、接合鉄筋は既設主

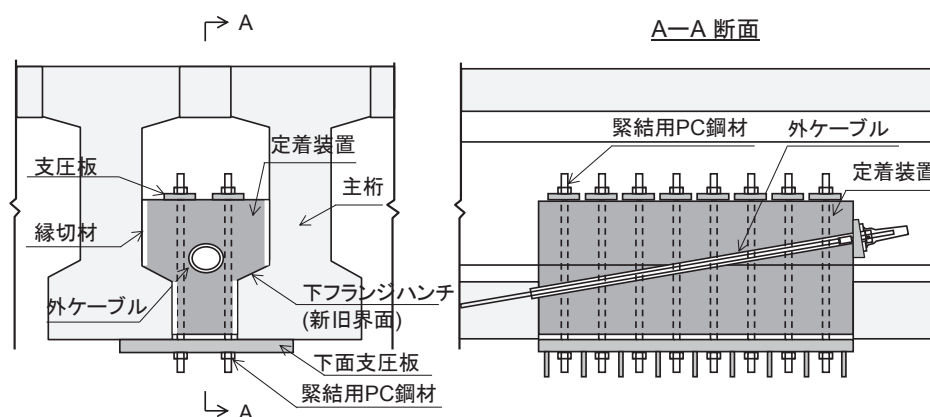


図 1.6 提案する外ケーブル定着装置（桁間定着方式）

表 1.1 桁間定着方式による外ケーブル定着装置の仕様と特徴

仕様	<ol style="list-style-type: none"> 1) 定着装置と既設主桁とは下フランジハンチ面のみで接合し、主桁ウェブ側面、下フランジ側面においては隙間を設ける 2) 新旧界面の表面処理はショットブラストによる 3) 新旧界面には接合鉄筋を配置しない 4) 定着装置は高流動コンクリートを用いる
特徴	<ol style="list-style-type: none"> 1) 定着装置に作用する外力は、従来構造のウェブ定着装置に比べて大きくなる傾向にある 2) 定着装置の寸法は、ウェブ定着装置に比べて大きくなる傾向にある 3) 緊結用 PC 鋼材の緊張力は、傾斜した新旧界面に作用する 4) 定着装置は主桁により橋軸直角方向に拘束される 5) プレストレスは定着装置に隣接する 2 つの主桁に導入され、特定の主桁のみにプレストレスを導入することはできない

桁側の定着長を十分に確保できないことに加え、接合筋のせん断伝達抵抗は界面でのすべり変位が比較的大きくなった段階で機能するため²²⁾、外ケーブル定着装置のように微小なすべり変形も許容することが好ましくない構造には適さないと考えられる。

次に、桁間定着装置の特徴について述べる。桁間定着装置は、ウェブ定着装置に比べて定着装置を設置できる個数が少なくなることから、外ケーブルは大容量となり、定着装置に作用する外力は大きくなる傾向にある。また、桁間定着装置の耐荷性能を効果的に高めるため、ハンチ面に $4\sim 10\text{N/mm}^2$ 程度の比較的高い界面垂直応力を作用させることを基本的なコンセプトとしているが、外ケーブルの緊張力が大きいことから、ハンチ面に一定の抵抗面積を確保する必要が生じ、その結果、定着装置の寸法は大きくなる傾向にある。また、緊結用 PC 鋼材の緊張力は、傾斜した新旧界面に作用すること、定着装置は主桁により橋軸直角方向に拘束されることも、構造上の特徴といえる。さらに、外ケーブルの緊張によりプレストレスを導入した場合には、定着装置に隣接する 2 つの主桁に対して同時にプレストレスが導入されることとなり、特定の主桁のみにプレストレスを導入することはできない。このため、桁間定着装置を用いた外ケーブル補強工法を実橋に適用する場合には、すべての主桁間に定着装置を設置して、全主桁均一にプレストレスを導入し、既設 PC 桁全体としての応力状態を改善することをコンセプトとしている。

1.2 本研究の目的

1.1.5 に示した、外ケーブル張力モニタリング方式の検討経緯を踏まえて、本研究の目的は、主桁間隔の狭い鉄道 PCI 形桁に適用する外ケーブル補強工法を開発すること、実橋での計測状態を考慮して外ケーブル張力モニタリング方式の有効性を検証し、実用的なモニタリングの管理方法を構築することの 2 つとし、鉄道 PCI 形桁を対象に外ケーブル張力モニタリング方式を広く実用化させることを目的に研究を実施した。外ケーブル張力モニタリング方式の検討経緯と本研究の目的の関係を図 1.7 に示す。

主桁間隔の狭い PCI 形桁に適用する外ケーブル補強工法の開発においては、主として、以下の 3 つの項目について検討が必要である。

- ① 桁間定着装置は、新旧界面のせん断伝達抵抗により外ケーブル張力に抵抗する構造であることから、基礎的検討として新旧界面のせん断伝達挙動とせん断伝達性能（以下、せん断伝達機構と称する）を把握することが必要である。このため、本研究では、本定着装置でコンセプトとする $4\sim 10\text{N/mm}^2$ の界面垂直応力が作用する場合のせん断伝達機構の評価を目的として、ルーマニア式せん断試験を参考とした載荷実験（以下、ルーマニア式せん断実験と称する）により検討を行った。また、桁間定着装置では、緊結用 PC 鋼材の緊張力が傾斜した新旧界面に作用することから、圧縮応力が傾斜した新旧界面に作用する場合における新旧界面のせん断伝達性能の検討が必要である。さらに、寸法が大きくなる傾向にある定着装置をコンパクト化するための検討として、

外ケーブル張力モニタリング方式の検討経緯

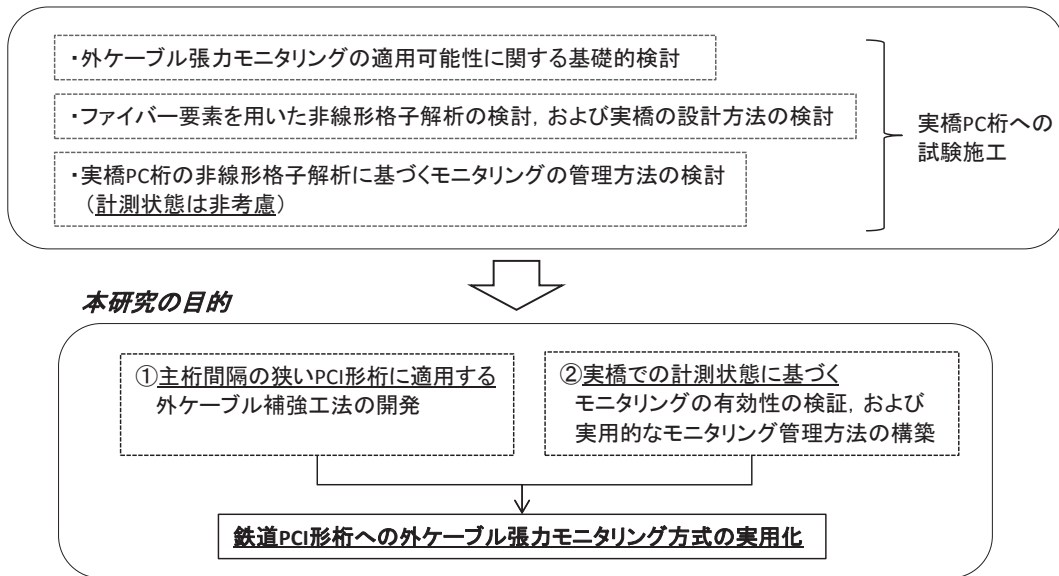


図 1.7 外ケーブル張力モニタリング方式の検討経緯と本研究の目的

10～30N/mm² の高い界面垂直応力が作用した場合における, 新旧界面のせん断伝達性能を検討するのがよいと考えられる. 本研究では, 圧縮応力が傾斜した新旧界面に作用する場合, 高い界面垂直応力が作用する場合のせん断伝達性能を二面せん断実験によって検討した.

- ② 桁間定着装置の開発にあたっては, 定着装置が滑動に至るまでの定着部の挙動および定着装置の耐荷性能を明らかにする必要がある. また, 導入する界面垂直応力の大きさなどの桁間定着装置の仕様や, 新旧界面の付着状態など実橋に適用した場合に変動し得るパラメータが, 定着部の挙動や耐荷性能に与える影響についても検討が必要である. 本研究では, 定着部の縮小供試体による載荷実験 (以下, 小型供試体実験と称する) により, 上記の項目について検討した. また, 小型供試体実験で検討した定着装置の耐荷性能の評価方法が実物大の寸法においても適用可能か, 定着装置が長期的に耐荷性能を保持できるかについて, 大型供試体の載荷実験 (以下, 大型供試体実験と称する) により検証を行った. さらに, 大型供試体実験の結果をベンチマークとして, 有限要素法解析 (以下, FEM 解析と称する) の解析方法やその精度についても検討を行った.
- ③ 桁間定着装置は, 1.1.6 に示したように, ウェブ定着装置とは異なる特徴を有しているため, 桁間定着装置を用いた外ケーブル補強工法の実橋への適用性は別途検討する必要がある. まず, 本定着装置を用いた外ケーブル補強工法は, 全主桁に均等にプレストレスを導入することをコンセプトとしており, 地覆や高欄などの部材により非対称断面となる PC 桁においても, コンセプトどおりにプレストレスを追加導入でき, 期

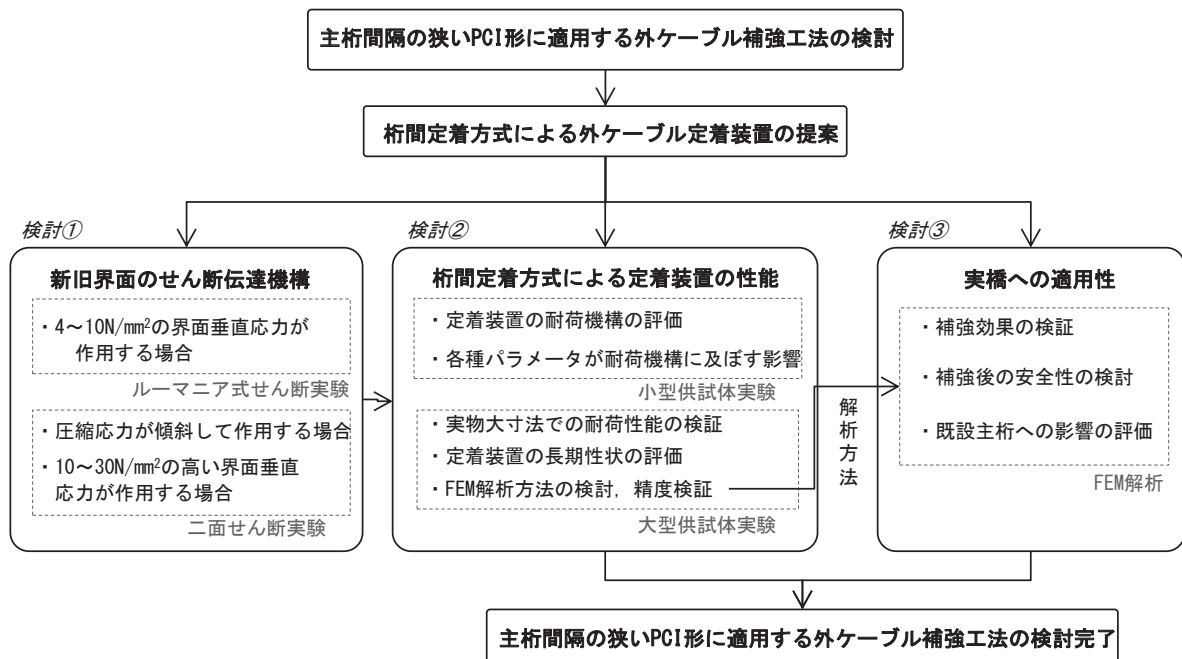


図 1.8 主桁間隔の狭い PCI 形桁に適用する外ケーブル補強工法の検討フロー

待する補強効果が得られるかを検証する必要がある。また、全主桁均等にプレストレスを追加導入すると、プレストレスの状態によっては、過大な圧縮応力が作用する（オーバプレストレス）の可能性が懸念されることから、補強後の実橋の応力状態を評価し、安全性を検証する必要がある。さらに、本定着装置は、ウェブ定着装置に比べて、作用する外力が大きくなることから、定着装置周辺部の既設主桁に与える影響を検討する必要がある。本研究では、大型供試体で検討した FEM 解析方法に基づき、実橋 PC 桁で内ケーブルの破断が生じて外ケーブル補強を適用した場合の FEM 解析を実施して、上記の項目について検討を行った。

主桁間隔の狭い PCI 形桁に適用する外ケーブル補強工法についての、本研究の検討フローを図 1.8 に示す。

外ケーブル張力モニタリング方式の有効性の検証と管理方法の提案については、実橋での計測状態を考慮した上で検討を行う必要がある。このため、本研究では、試験施工された PC 桁における計測値のばらつきや長期性状について分析を行った。また、内ケーブルの破断進行に伴う PC 桁の実挙動と安全性などの性能を 3 次元非線形格子解析により検討し、計測結果と解析結果を踏まえて、モニタリングの有効性を検証した。さらに、これらの結果を取りまとめ、実用的なモニタリングの管理方法について提案を行った。

1.3 本論文の構成

本論文は、図 1.9 に示す 7 章で構成されている。主桁間隔の狭い PCI 形桁に適用する外ケーブル補強工法に関する研究は第 3 章，第 4 章，第 5 章で，外ケーブル張力モニタリング方式の管理方法に関する研究は第 6 章でそれぞれ検討した。以下に，各章の概要を示す。

第 1 章「緒論」では，本研究の背景，目的について述べ，本論文の構成を示した。

第 2 章「既往の研究と本研究の位置付け」では，本研究に関連の深い研究として，PC 鋼材の腐食や破断が生じた PC 梁の耐荷性能，新旧コンクリート界面のせん断伝達機構，外ケーブル補強工法，PC 桁のモニタリングに関する既往の研究および適用事例についてまとめ，本研究の課題や検討すべき項目を明確にした。

第 3 章「新旧界面のせん断伝達機構に関する研究」では，桁間定着装置の基礎検討として，接合鉄筋を配置せずに界面垂直応力が作用する新旧界面のせん断伝達機構について検討を行った。桁間定着装置の仕様である $4\sim 10\text{N/mm}^2$ の界面垂直応力を作用させる新旧界面のせん断伝達機構は，ルーマニア式せん断実験により検討した。また，圧縮応力が傾斜した新旧界面に作用する場合のせん断伝達性能および $10\sim 30\text{N/mm}^2$ の高い界面垂直応力が作用する場合のせん断伝達性能を二面せん断実験により検討した。さらに，高い界面垂直応力が作用する供試体を対象に，新旧界面の FEM 解析モデルについても検討を行った。

第 4 章「桁間定着方式による外ケーブル定着装置に関する研究」では，定着装置が滑動に至るまでの挙動やその耐荷性能，および界面垂直応力や新旧界面の付着力等のパラメータが定着装置の挙動や耐荷性能に与える影響について，小型供試体実験により検討を行った。さらに，定着装置の耐荷性能と長期性状を大型供試体実験により検証するとともに，桁間定着装置の FEM 解析方法とその精度について検討を行った。

第 5 章「桁間定着装置を用いた外ケーブル補強工法の実橋への適用性に関する研究」では，実橋 PC 桁において，内ケーブルの破断が生じて外ケーブル補強工法を適用した場合の FEM 解析を実施して，補強効果，補強後の安全性，既設主桁に与える影響について検討を行った。さらに，FEM 解析の結果を踏まえて，既設主桁に与える影響を低減する方法について解析的検討を加えた。

第 6 章「外ケーブル張力モニタリング方式の有効性と管理方法に関する研究」では，試験施工された PC 桁を対象として，計測値のばらつきや長期性状について分析を行うとともに，内ケーブルの破断進行に伴う PC 桁の実挙動と性能を 3 次元非線形格子解析により

検討し、計測結果と解析結果を踏まえて、モニタリングの有効性を検証した。さらに、これらの結果を取りまとめ、実用的なモニタリングの管理方法について提案を行った。

第7章「結論」では、各章で得られた結論を整理し、今後の展望について述べた。

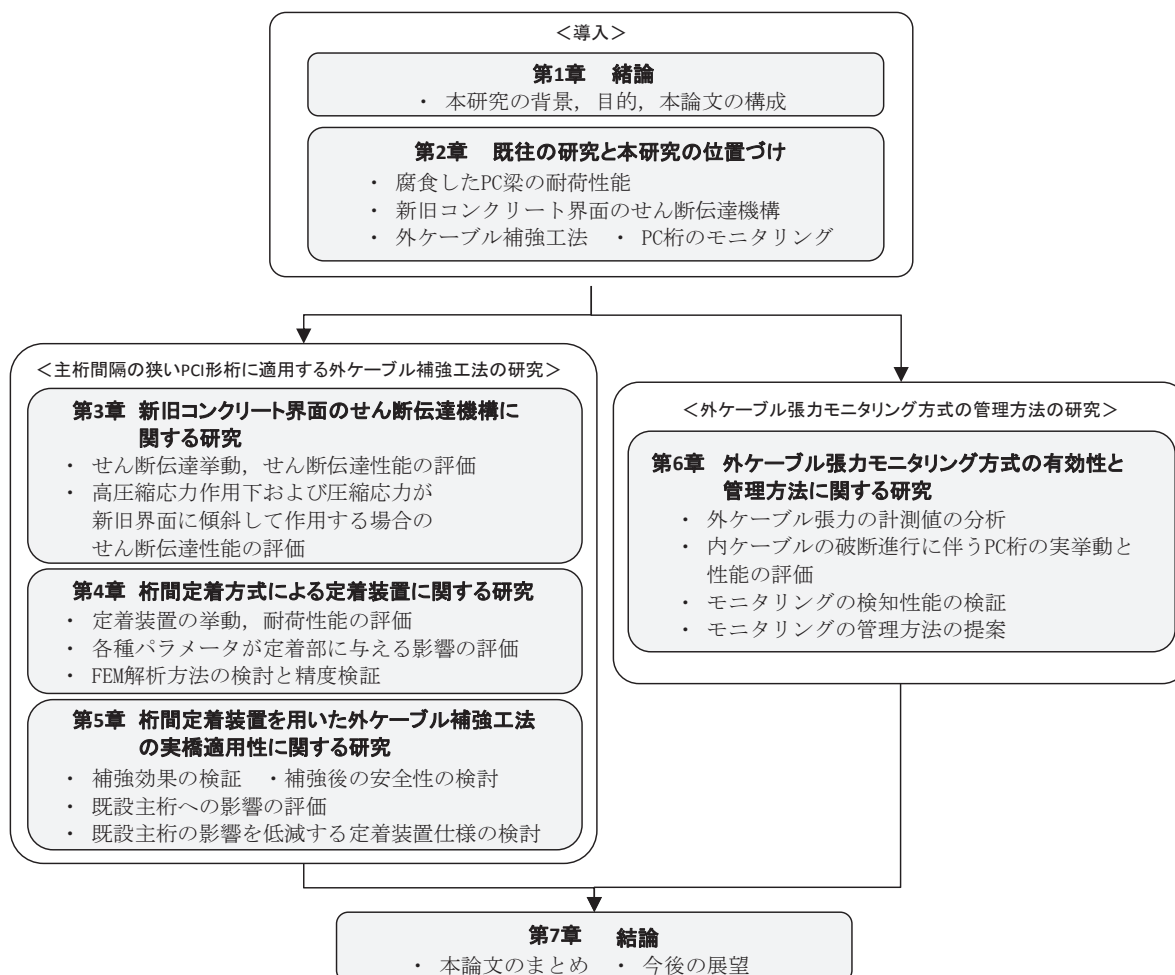


図 1.9 本論文の構成

【参考文献】

- 1) 西垣義彦，小門前亮一，奥田由法，鳥居和之：日本で最初の PC 橋—長生橋の耐久性調査，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.607-612，2002.6
- 2) 小門前亮一，西垣義彦，竹腰勇ノ介，鳥居和之：わが国で最初の PC 橋（長生橋）の解体調査と PC 桁の載荷試験，プレストレストコンクリート，Vol.44，No.5，pp.39-46，2002.9
- 3) 土木学会：構造物表面のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会(335 委員会)成果報告書およびシンポジウム講演概要集，コンクリート技術シリーズ，No.80，

2008.9

- 4) Woodward R, Williams F : Collapse of Ynys-y-Gwas Bridge, West Glamorgan, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part1, pp.635-669, 1988.8
- 5) Concrete Society UK : Durable bonded post-tensioned concrete bridges. 2nd edition, 2001
- 6) 三浦尚, 西川和廣, 見波潔, 上坂康雄 : 暮坪陸橋の塩害による損傷と対策一(2)PC 鋼材の腐食とその補強対策, 橋梁と基礎, Vol.27, No.12, pp.37-40, 1993.12
- 7) 小林憲一, 大平英生, 登石清隆, 羽田伸介 : 妙高大橋の PC ケーブル破断調査と対策, 橋梁と基礎, Vol.45, No.9, pp32-38, 2011.9
- 8) 鴨谷知繁, 森川英典, 白川祐太 : 実橋の腐食ひび割れを考慮した塩害劣化 PC 橋の安全性低下予測, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.517-522, 2010.7
- 9) 中川義規, 三上貴之 : 近江大橋(旧橋)における主桁の調査と補修状況の報告～PC 橋に学ぶ～, 平成 24 年度国土交通省近畿地方整備局研究発表会, 2012
- 10) プレストレストコンクリート工学会 : 既設ポステン橋の PC 鋼材調査および補修補強指針, 2016.10
- 11) 土木学会 : PC 構造物の現状の問題点とその対策, コンクリート技術シリーズ, No.52, 2003.6
- 12) プレストレストコンクリート工学会 : PC 構造物高耐久化ガイドライン, 2015.3
- 13) 土木学会 : コンクリート標準示方書 (維持管理編), 2013.10
- 14) 土木学会 : 2013 年制定コンクリート標準示方書改訂資料 (維持管理編, ダムコンクリート編), コンクリートライブラリー, 2013.10
- 15) 鉄道総合技術研究所 : ポストテンション式 PC 桁の維持管理マニュアル集, 2013.10
- 16) 湯浅康史, 近藤拓也, 松田好史 : 開業 40 周年を迎えた山陽新幹線 PC 桁の維持管理, プレストレストコンクリート, vol.58, No.1, pp.11-16, 2016.1
- 17) 鉄道総合技術研究所 : 鉄道構造物等維持管理標準・同解説 (構造物編 コンクリート構造物), 2007.1
- 18) 桑原大亮, 石井浩司, 関博, 青木圭一 : グラウト中に埋設された錆びた PC 鋼材の腐食特性試験, 土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集, V-566, pp.1131-1132, 2002.9
- 19) 近藤拓也, 村田一郎, 山本貴士, 湯浅康史, 宮川豊章 : 暴露試験に基づく腐食 PC 鋼材へのグラウト再注入の防食効果, 材料, Vol.65, No.1, pp.97-103, 2016.1
- 20) 村田一郎 : 外ケーブル張力モニタリング方式による鉄道 PCI 形桁の維持管理方法に関する研究, 京都大学学位論文, 2014
- 21) プレストレスト・コンクリート建設業協会 : 外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル (案) [改定版], 2007.4
- 22) 塩原等 : コンクリートとコンクリートの接合, コンクリート工学, Vol.34, No.6, pp.14-24, 1996.6

第2章 既往の研究と本研究の位置付け

2.1 概説

本研究の目的は、主桁間隔の狭い鉄道橋 PCI 形桁に適用する外ケーブル補強工法の開発と外ケーブル張力モニタリング方式の管理方法の確立である。本章では、これらの研究に関連する既往の研究として、2.2 では、PC 鋼材の腐食や破断が生じた PC 梁の耐荷性能に関する研究、2.3 では、新旧コンクリート界面（以下、新旧界面と表記）のせん断伝達機構に関する研究、2.4 では、外ケーブル補強工法に関する研究、2.5 では、PC 桁のモニタリングに関する研究について取りまとめ、本研究の課題や検討すべき事柄を明確にする。

2.2 PC 鋼材の腐食や破断が生じた PC 梁の耐荷性能に関する既往の研究

PCI 形桁は、主桁や横桁などの PC 梁部材で構成された格子構造であり、ここでは、PC 鋼材に腐食や破断が生じた PC 梁の耐荷性能に関する既往の研究についてまとめる。グラウト充填不足が生じている場合には、PC 鋼材とコンクリート部の付着が確保されないことから、グラウト充填不足が全長にわたって生じている PC 梁は、アンボンド PC 鋼材の PC 梁に近い耐荷性能を示すものと考えられる。なお、アンボンド PC 梁の場合には、PC 鋼材の付着を有する場合に比べ、曲げ耐力が低下することが一般に知られており、コンクリート標準示方書¹⁾では、アンボンド PC 梁の曲げ耐力は、付着がある場合の曲げ耐力を 30% 減じることで簡易に評価できると示されている。

アンボンド PC 梁の PC 鋼材が腐食した場合の耐荷性能については、奥野ら²⁾が、PC 鋼棒を全長にわたって電食させたアンボンド PC 梁供試体の曲げ載荷試験を行って検討している。その結果、PC 鋼材の断面減少に比例してプレストレスが低下し、ひび割れ発生荷重、曲げ耐力も低下することを報告している。また、図 2.1 に示すように、PC 鋼材の断面減少を考慮して、完全付着を仮定した計算式で算出した曲げ耐力は危険側の評価を与えるが、アンボンドの影響として 30% の低減を考慮する¹⁾ことで、安全側に評価できることを報告している。

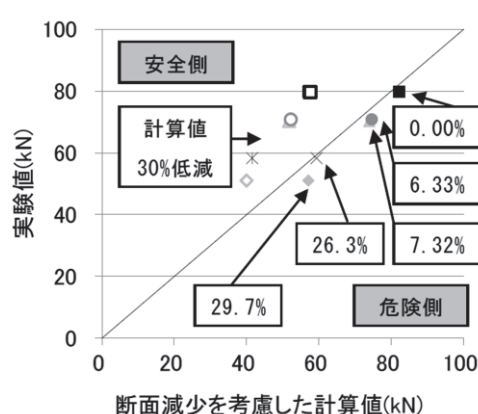


図 2.1 最大荷重の実験値と計算値の関係²⁾

また、グラウト充填不足は、実橋においては部分的に生じていることが多い。部分的に生じているグラウト充填不足部で腐食や破断が進行した場合、隣接したグラウトが充填されている区間において内ケーブルが再定着され、プレストレスの損失は限定的なものとなると考えられる。長田ら³⁾は、プレストレスの損失範囲について、実橋の撤去桁（ポストテンション方式）を用いて実験的に検討を行っている。実験では、図 2.2 のように、PC 鋼材の切断位置を支間中央とし、5 本中 2 本の内ケーブルを人為的に切断し、コンクリート表面に貼付したひずみゲージでひずみの変化を計測している。実験の結果、図 2.3 に示すように、プレストレスの損失範囲は 1500mm 程度の範囲であり、素線の合計断面積から求めた換算直径の 65 倍程度であったと報告している。これはプレテンション PC 鋼材の定着長に相当する長さとも一致している。

また、PC 鋼材が破断した場合の PC 梁の耐荷性能について、前田ら⁴⁾は PC 鋼材を人為的に切断し、部分的にプレストレスを損失させた PC 梁供試体の曲げ載荷試験により検討を行っている。その結果、切断割合が大きな供試体ほど、曲げひび割れ発生荷重、曲げひび割れ発生後の剛性および曲げ耐力が小さくなることを報告している。また、実験の結果に基づき、プレストレスの損失範囲とプレストレス残存割合、曲げ耐力を計算する方法について提案を行っている。

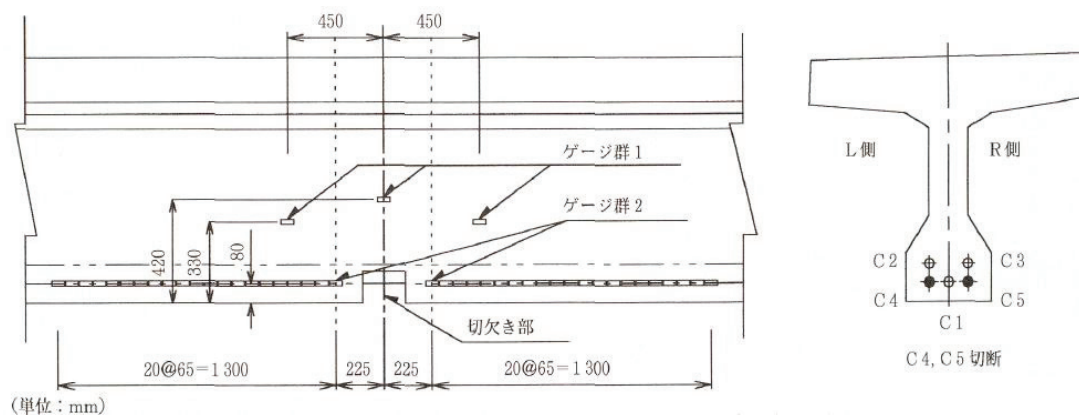


図 2.2 PC 鋼材切断位置とひずみゲージ設置位置³⁾

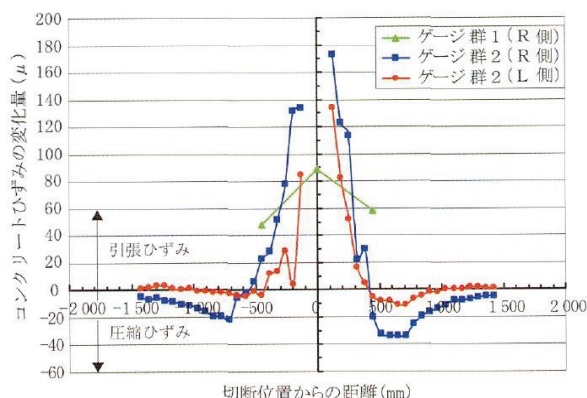


図 2.3 PC 鋼材切断時のコンクリートひずみ変化³⁾

2.3 新旧界面のせん断伝達機構に関する既往の研究

本研究で対象とする桁間定着装置の新旧界面は、接合鉄筋やシアキーを配置せず、界面にブラストによる凹凸形状を設け、界面に圧縮力を作用させてせん断伝達抵抗を確保する仕様としている。本節では、上記の条件の新旧界面を対象として、せん断伝達の抵抗要因、せん断伝達メカニズム、せん断伝達性能およびせん断強度の評価式、せん断試験方法、に関する既往の研究についてまとめる。

2.3.1 せん断伝達の抵抗要因⁵⁾

(1) 付着抵抗

旧コンクリートに新コンクリートを打継ぐ場合には、新旧界面において化学的材料結合による、いわゆる付着が生じる。付着によるせん断伝達抵抗は、せん断変位が極めて小さい段階で卓越し、ひび割れが生じることでその性能が失われる。一般に、この付着抵抗によるせん断強度 τ_0 は新旧界面の状態に大きな影響を受け、定量化が難しい。また、長期間にわたっての性能、例えば、新旧コンクリートの異なった乾燥収縮およびクリープ変形などの長期性状に関する実験データが乏しい。このため、設計においては、これらの影響を考慮せず安全側に評価する場合が多い。

(2) 摩擦抵抗

摩擦抵抗は、一般によく知られた抵抗であり、新旧界面に垂直な圧縮力に比例して生じるせん断伝達抵抗である。硬化したコンクリート同士の界面の間に一定圧縮力 N を作用させた場合、コンクリートの圧縮破壊が生じない範囲では、せん断力としての摩擦抵抗は、式(2.1)で与えられる。

$$V = \mu_0 \cdot N \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに、 V ：せん断力、 μ_0 ：摩擦係数、 N ：新旧界面に垂直に作用する圧縮力

摩擦係数は新旧界面の凹凸性状に応じて変化するものと考えられ、PCI のマニュアル⁶⁾を例にとると、摩擦係数は表 2.1 のように整理されている。また、摩擦抵抗は、すべり変形が生じていない段階から、最大荷重に至るまで安定したせん断伝達抵抗を与えることができる。

表 2.1 境界面状態に応じた摩擦係数⁶⁾

crack-interface condition	Recommended μ
Concrete to concrete, cast monolithically	1.4
Concrete to hardend concrete, with roughed surface	1.0
Concrete to concrete	0.6
Concrete to steel	0.7

(3) セン断摩擦抵抗

せん断摩擦抵抗は、上述した摩擦抵抗の一種と考えられるが、圧縮力の発生メカニズムが異なるため、区分して表記されることが多い。図 2.4 にせん断摩擦抵抗の概念図を示す。せん断摩擦抵抗は、十分な定着長を有する接合鉄筋がある場合に生じるせん断抵抗で、コンクリート境界面のすべり変形が生じたときに、境界面の凹凸による目開き、接合鉄筋の引張力が生じ、その結果、境界面には反力として圧縮力が生じて発揮される摩擦抵抗である。この考え方は、P.W.Birkeland ら⁷⁾によって提案され、せん断強度は、鉄筋の降伏強度に基づいて簡易に算定できることから、接合鉄筋を有する場合のせん断強度式として、ACI の設計基準⁸⁾にも採用されている。なお、せん断摩擦抵抗は、境界面にある程度のすべりと目開きが生じて、接合鉄筋に引張応力が生じないと発揮されないことに留意する必要がある。なお、本研究で対象とする新旧界面には、接合鉄筋は配置しないが、後述する実験において、拘束する PC 鋼材の影響により、類似の現象が生じると想定されることから、ここであわせて示した。

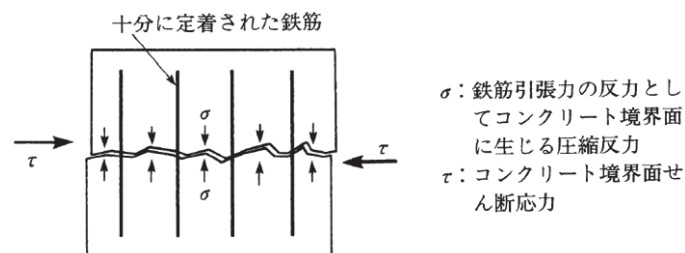


図 2.4 セン断摩擦抵抗の概念図⁵⁾

2.3.2 新旧界面のせん断伝達メカニズム

接合鉄筋を配置せず圧縮力が作用する新旧界面では、主として 2.3.1 で示した付着抵抗および摩擦抵抗によりせん断力が伝達されると考えられる。なお、付着抵抗はひび割れ発生、進展することで次第に消失し、せん断伝達抵抗は抵抗要因の寄与率が変化するものと考えられる。せん断伝達性能を評価する上でせん断伝達のメカニズムを把握し、各抵抗要因が卓越するときの挙動を詳細に把握することは重要と考えられる。本項では、先に新旧界面に圧縮力を作用させないせん断伝達挙動の研究をまとめ、その後、圧縮力を作用させ

た場合の研究についてまとめる。

(1) 新旧界面に圧縮力を作用させない場合

石原らは⁹⁾、微細なひび割れ発生からひび割れ面が完全に形成されるまでの新旧界面のせん断破壊過程を把握するため、図 2.5 に示す試験を行い、新旧界面での破壊状態をマイクロスコープによりメゾレベルで表面観察している。試験結果の一例として、荷重-せん断変位関係とひび割れ進展状況を図 2.6、図 2.7 にそれぞれ示す。荷重-せん断変位関係から、供試体は剛性 K_{Ia} で最大荷重近くまで弾性挙動を示し、その後に剛性 K_{IIb} に低下し、最終的に荷重が一定でせん断変形が増大して破壊している。マイクロスコープによる観察によると、弾性挙動段階では継ぎ目幅は図 2.7(b) に示すように約 $18\mu m$ で載荷前と変化がなく、荷重がピーク到達後、継目幅が徐々に拡大して崩壊直前に $36\mu m$ まで拡大する破壊進行域が認められたと報告している。また、試験後の新旧界面には、小さなストラット痕跡が見られたことから、破壊進行過程を以下のように推定している (図 2.8)。

- ① せん断力により新旧界面よりも目荒らしした骨材とセメントマトリクスの界面で、最初にひび割れが発生し、骨材がマトリクスを押し開いてひび割れが発生する。
- ② 界面に生じたひび割れが進展するにつれて、S1, S2, S3 のようなストラットを形成し、せん断力を伝達する。
- ③ ひび割れが進展し、新旧界面全体にひび割れが広がる。

なお、本実験において、新旧界面近傍に、ブリーディングなどの影響でセメントマトリックスと骨材の付着が不十分な潜在的弱相が存在する場合、新旧界面よりも弱相に損傷が集中してひび割れが集中し、ひび割れ面に粗大な凹凸部を形成して、ひび割れ幅の顕著な拡大を生じさせる現象も確認されている。

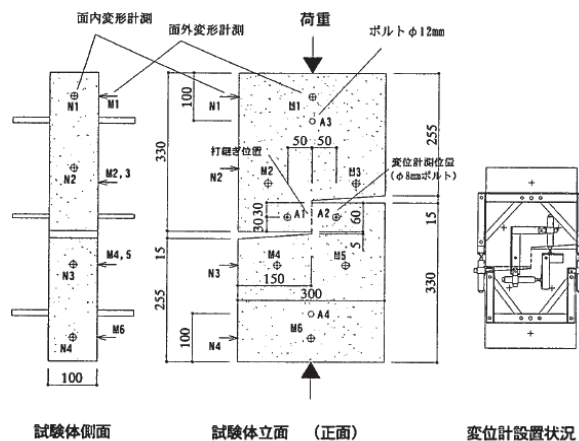


図 1 試験体の形状と計測位置

図 2.5 供試体の形状と計測位置⁹⁾

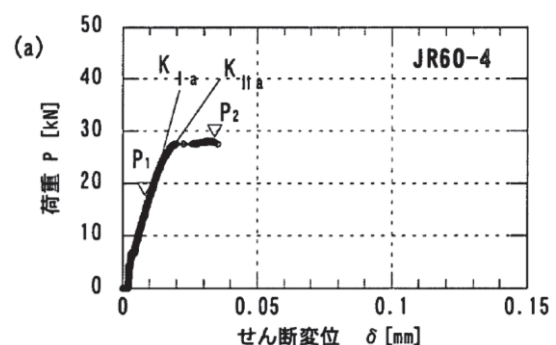
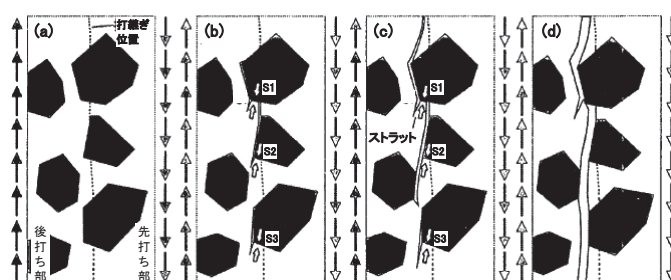
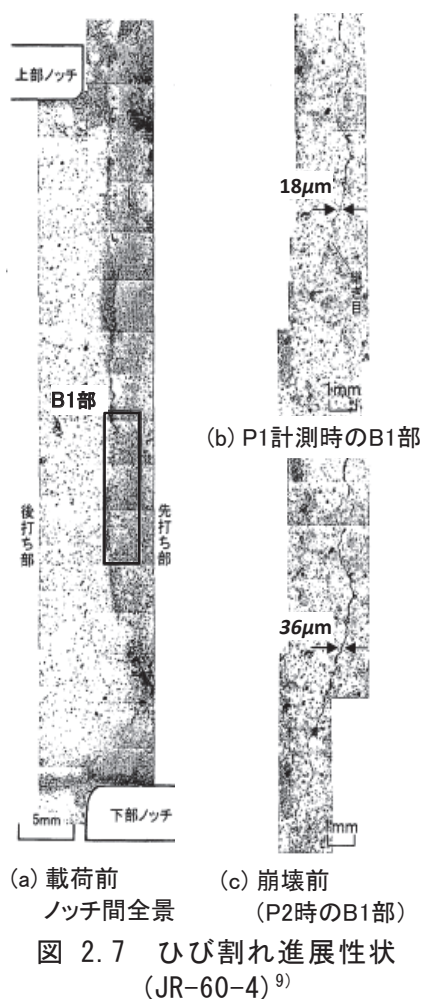


図 2.6 荷重-せん断変位関係⁹⁾



さらに、石原らは¹⁰⁾、図 2.9 に示す一面せん断試験を行い、せん断力を受けた新旧界面の破壊進行域に関する検討を行っている。なお、新旧界面に対して直角方向に PC 鋼材が配置されているが、新旧界面を拘束することを目的としているため、PC 鋼材に張力は導入していない。また、すべり変形に伴い PC 鋼材にせん断抵抗が生じないように、貫通穴と PC 鋼材との間に隙間を設けて配慮している。せん断応力とせん断変位の試験結果を図 2.10 に、せん断伝達の段階概要図を図 2.11 に示す。せん断伝達の段階は、4 段階の変化が見られたと報告している。つまり、ひび割れ発生前は弾性挙動を示すが、ひび割れ発生とともにせん断変位が急増するひび割れ伝播段階に移行し、その後、荷重低下を伴い骨材のかみ合い抵抗に移行する遷移段階を経て、骨材のかみ合い段階になると考察している。なお、本供試体では新旧界面を PC 鋼棒により拘束することから、付着抵抗が消失した後も骨材のかみ合わせにより一定のせん断力を保持する結果となっているものと考えられる。これらの結果から、圧縮力を導入しない新旧界面のせん断伝達は、ひび割れの発生と進展が急激に生じて付着抵抗が消失し、荷重の低下を伴って急激にすべりが生じる挙動を示すものと考えられる。

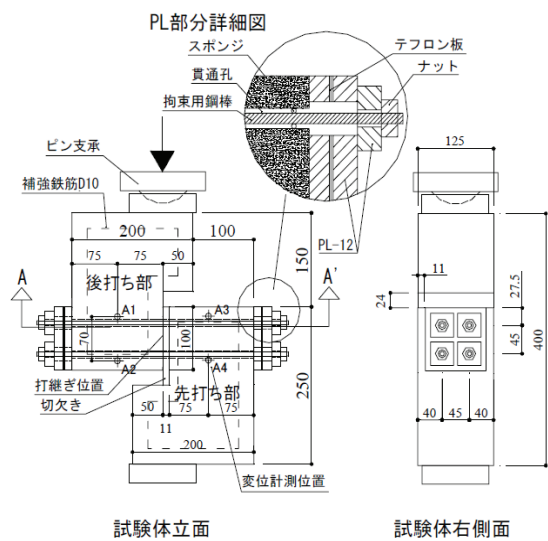


図 2.9 供試体形状¹⁰⁾

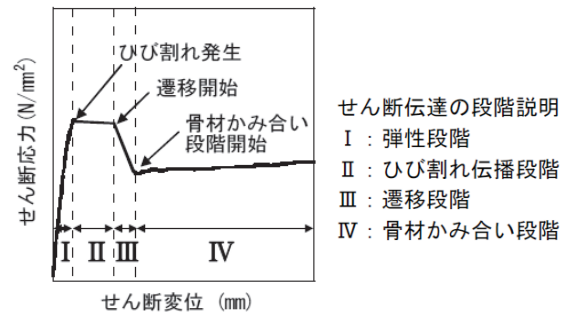
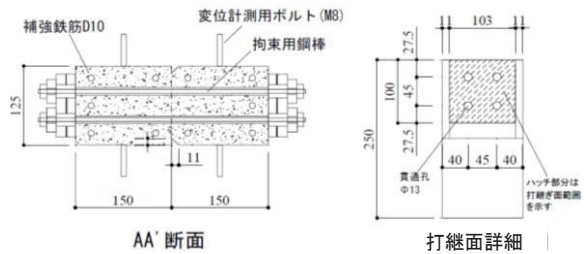


図 2.11 せん断伝達の段階概要図¹⁰⁾

(2) 新旧界面に圧縮力を作用させた場合

石原¹¹⁾は、先に示した図 2.9 の供試体の拘束用鋼材を緊張することによって、新旧界面に圧縮力を作用させて、せん断伝達メカニズムに与える影響を検討している。なお、新旧界面には 2.42N/mm^2 の圧縮応力を作用させている。载荷試験の結果、せん断応力-せん断変位関係を図 2.12 に示す。圧縮力を作用させていない JRAU-L1 は、前述の通りひび割れ発生直後、ひび割れ伝播段階を経て、急激なすべり破壊を起こして骨材かみ合い段階に達すると推察している。一方、圧縮力を作用させた JRDU-L2 はひび割れ発生後も、急激なすべりが生じず、せん断変位

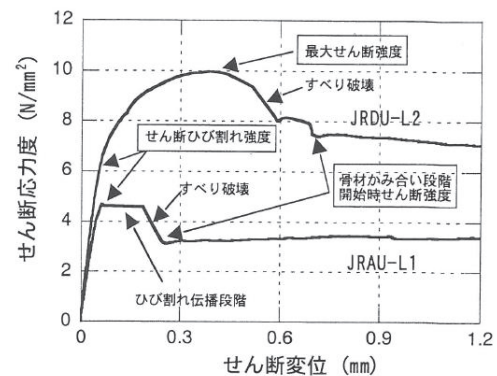


図 2.12 せん断応力-せん断変位関係¹¹⁾

の増加とともにせん断応力が増大する結果となったと報告している．このことから，新旧界面に圧縮力を作用させることによって，ひび割れ発生以降のせん断伝達メカニズムに大きな影響を与えたと報告している．

以上より，圧縮力が作用する場合の新旧界面のせん断伝達は，載荷途中でひび割れが発生して付着抵抗が消失するものの，摩擦抵抗によって，より大きなせん断力を伝達することができるものと考えられる．また，摩擦抵抗によってせん断力を伝達する段階においては，ひび割れ面において微小なせん断変位が生じるものと考えられる．

2.3.3 新旧界面のせん断伝達性能

本項では，新旧界面のせん断伝達性能について，はじめに，新旧界面のない一体打ちの場合との差異を評価した研究についてまとめる．また，新旧界面のせん断伝達性能は，新旧界面の凹凸性状や圧縮力，コンクリートの圧縮強度に依存するものと考えられ¹²⁾，これらのパラメータがせん断伝達性能に与える影響を評価した既往の研究について整理する．

(1) 新旧界面の有無によるせん断伝達性能の差異

氏家ら¹³⁾は，ショットブラストで表面処理を行い，超速硬セメントを用いて打ち継いだ新旧界面のせん断伝達性能を，一体打ちの場合と比較して検討を行っている．供試体は図 2.13，図 2.14 に示すように一面せん断試験により行われた．実験の結果を，図 2.15 に示す．図中の NJ-1 は新旧界面を設けず一体で施工した供試体，JA-1，JB-1 は粗さの異なる新旧界面を有する供試体を表している．この結果から，新旧界面のせん断剛性は，界面がない場合とほぼ同じであり，表面の処理深さの違いによる差はみられなかったと報告している．また，新旧界面を有するコンクリートのせん断強度は，一体で施工した場合に比べて低下するが，別途実施した引張強度に比べて，その低下割合は小さいと報告している．

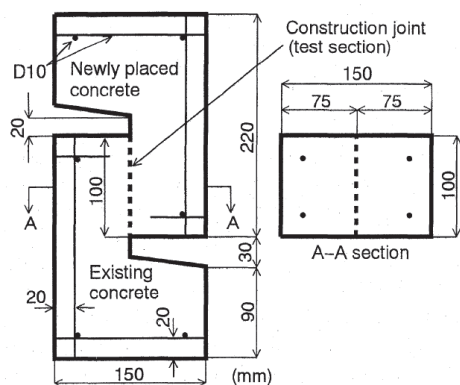


図 2.13 供試体¹³⁾

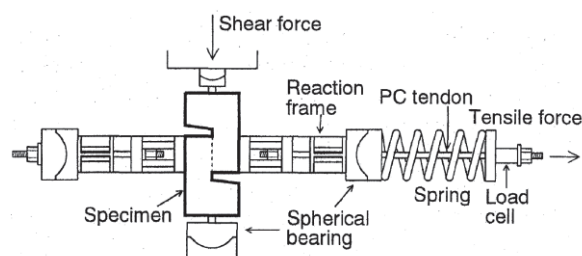


図 2.14 せん断-引張載荷試験¹³⁾

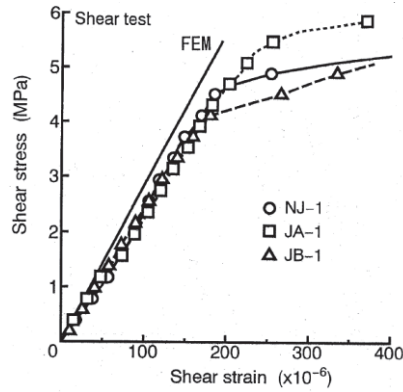


図 2.15 せん断応力-せん断変位関係¹³⁾

石原らは¹⁰⁾、前述した図 2.9 に示す一面せん断試験から、せん断強度について一体打ちの供試体と比較を行っている。実験の結果、図 2.16 に示すように、新旧界面のせん断強度は一体打ちと同等であったと報告している。なお、打継ぎと一体打ちとで、破壊性状が異なり、一体打ちの場合、図 2.17(a)に示すように、せん断応力が卓越する損傷領域において、微細ひび割れが主応力軸上に発生後、損傷領域にマクロのストラットが形成されるのに対し、打継ぎの場合、損傷が図 2.17(b)のように、新旧界面に局所化して微細なストラットが形成されると考察している。

これらの研究によると、新旧界面のせん断伝達性能は、新旧界面のない状態と比較して、せん断剛性は同等であり、せん断強度も同等かやや低下する程度であると考えられる。

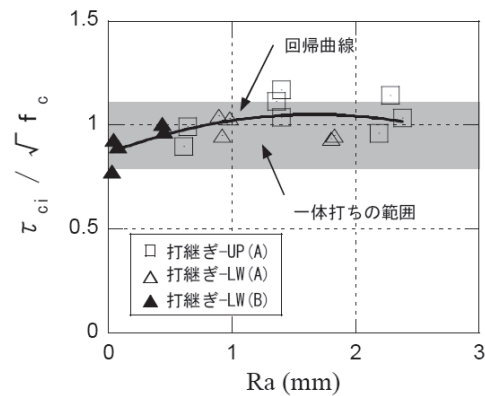
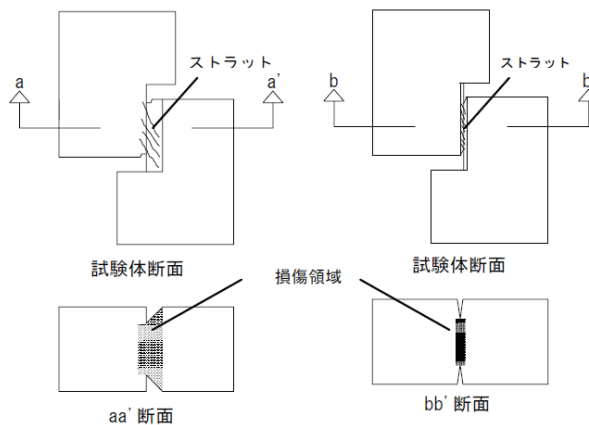


図 2.16 $\tau_{ci} / \sqrt{f_c}$ と R_a の関係¹⁰⁾



(a) A, B シリーズ (b) C シリーズ

図 2.17 せん断破壊模式図¹⁰⁾

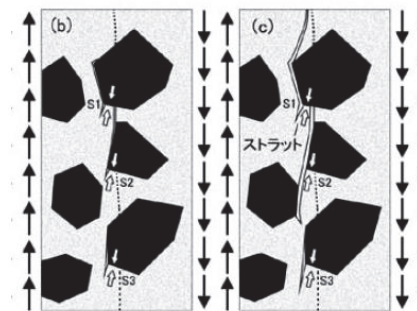


図 2.18 打継部でのストラット形成状況¹⁰⁾

(2) 新旧界面の凹凸性状がせん断伝達性能に与える影響

新旧界面のせん断伝達性能は、新旧界面の凹凸性状に依存すると考えられることから、これまでに実験的研究が多く行われている^{11),14),15),16),17),18)}。

榎谷ら¹⁴⁾は、新旧界面の凹凸性状をレーザー光線式変位計で測定して、4つの粗さの指標を算出するとともに、新旧界面のせん断試験を行い、せん断伝達性能の評価に用いるべき表面粗さの指標について検討を行っている。载荷実験は図 2.19 に示す供試体を用い、図 2.20 に示す载荷装置を用いて、逆対称一方向単調载荷で行われた。なお、加力フレーム両側部分に平行クランクを取り付けることで、新旧界面に純せん断力を作用させている。実験供試体のパラメータは面の凹凸性状と界面の圧縮応力 ($\sigma = 0, 2, 4 \text{ N/mm}^2$) としている。実験の結果、最も強度と相関が高かった表面粗さ指標は十点平均粗さ R_z であったと報告している。ここで、十点平均粗さ R_z とせん断強度 τ_{max} をコンクリート強度 σ_B で除して無次元した τ_{max}/σ_B との関係を図 2.21 に示す。これより、界面に垂直に作用する圧縮応力の状態に関わらず、表面の凹凸状態が粗さの指標に比例してせん断強度が高くなる傾向があったと報告している。

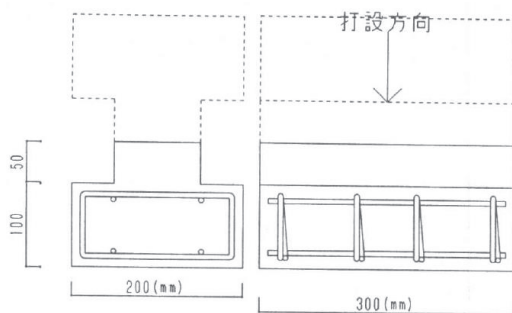


図 2.19 供試体¹⁵⁾

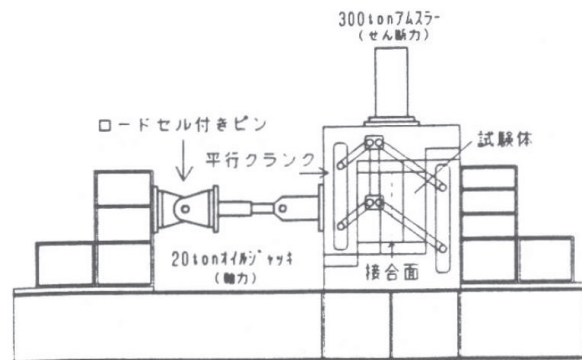


図 2.20 载荷装置¹⁵⁾

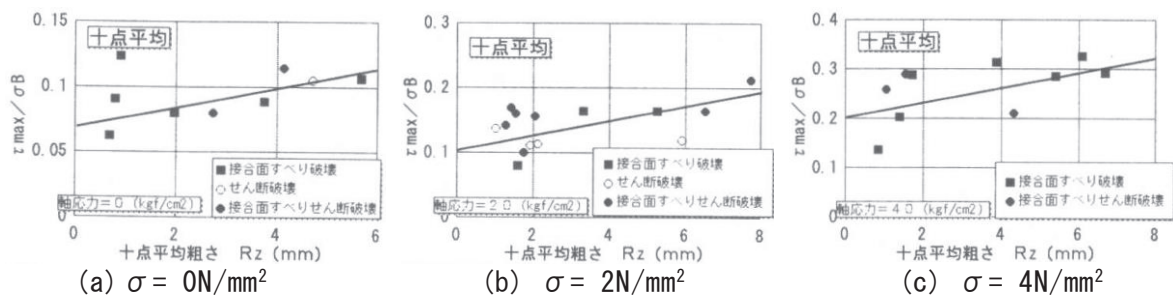


図 2.21 τ_{max}/σ_B と R_z の関係¹⁵⁾

石原¹¹⁾は、前述した図 2.9 の実験において、表面の凹凸性状がせん断伝達性能に与える影響についても検討を行っている。実験の結果、ひび割れ強度 τ_{ci} および最大せん断強度 τ_{max} と新旧界面の中心線平均粗さ R_a との関係を図 2.22 に示す。なお、図中凡例の打継ぎ-UP、

打継ぎ-LW は新旧界面に圧縮力が導入されていない供試体で、打継ぎ-拘束は圧縮力が導入された供試体である。ひび割れ強度はプレストレスの有無に関わらず、 R_a に対して一定の値を示したと報告している。また、プレストレスを導入したひび割れ強度は、プレストレスを導入していない場合の強度に新旧界面に作用させた圧縮応力 2.42N/mm^2 を加えた程度の値であったと報告している。最大せん断強度 τ_{max} は、 R_a が 2 程度までは、 R_a の増加に伴い τ_{max} も大きくなる傾向が見られたが 2 を超えるとほぼ一定となったと報告している。

これら 2 つの研究から、新旧界面の凹凸状態が大きいほどせん断強度が大きくなる傾向があると考えられるが、粗さを増加させた場合のせん断強度の増加傾向については、両者の見解に相違があり、今後のさらなる研究が期待される。

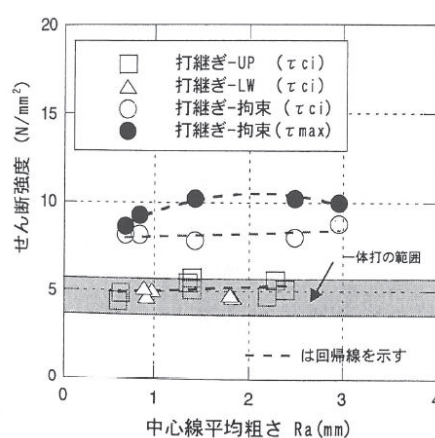


図 2.22 τ_{ci} および τ_{max} と R_a の関係¹¹⁾

(3) 新旧界面に作用する圧縮応力がせん断伝達性能に与える影響

本研究で対象とする条件の新旧界面に関して、圧縮応力をパラメータとして、圧縮応力の大きさがせん断伝達性能に与える影響を評価した研究は認められなかった。そこで、類似の研究として、プレキャスト部材の圧着接合として多く採用されている、平滑な新旧界面の目地部にモルタルを充填した場合のせん断伝達性能の研究についてまとめる。

黒田ら¹⁹⁾は、プレキャストコンクリートの設計に用いる摩擦係数の評価を目的に、接合面の仕上げや圧縮応力などを変数とした一面せん断試験を行っている。供試体形状図、供試体種類一覧、載荷装置を図 2.23、表 2.2、図 2.24 にそれぞれ示す。また、平滑な接合面を主な研究対象としており、供試体種類に示されるモルタルなしシリーズとモルタルありシリーズの接合面は鋼製型枠のままの平滑な状態としている。また、モルタルなしシリーズは両側のプレキャストブロックを重ねて製作し、付着を作用させていない。モルタルありシリーズと目荒らしシリーズはモルタルにより接合している。試験の結果である圧縮応力度とせん断強度の関係を図 2.25 に示す。いずれの界面の状態においても、界面垂直応力に比例してせん断強度が増加する結果が報告されている。詳細にみると、平滑面で摩

擦抵抗のみを考慮するモルタルなしシリーズでは付着抵抗に相当する純せん断力はなく，摩擦係数を表す一定の傾きを有している．モルタルなしシリーズにモルタルによる付着抵抗を加えたモルタルありシリーズは，モルタルシリーズと比べて純せん断力のみ増加し，摩擦係数は概ね同等である．表面に凹凸を付けて，付着抵抗と摩擦係数を増大させた目荒らしシリーズでは，モルタルシリーズと比べて純せん断強度および摩擦係数が増大する傾向が確認された．なお，どのシリーズにおいても，せん断強度は界面の垂直応力に比例する関係が実験的に確認されている．

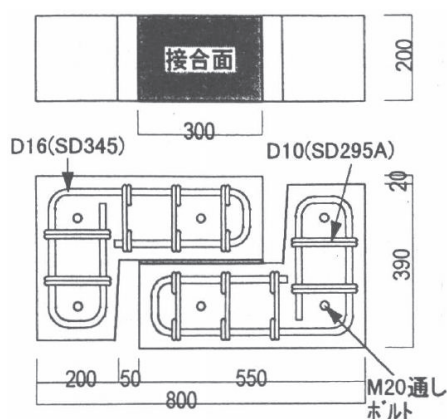


図 2.23 供試体形状図¹⁹⁾

表 2.2 供試体種類¹⁹⁾

試験体名	接合材の厚さ mm	圧縮応力度 σ MPa	PCaコンクリート強度 MPa	接合材強度 (モルタル) MPa
モルタルなしシリーズ	N0-5	0	0.5	51.4*
	N0-10	0	1.0	51.4*
	N0-20	0	2.0	48.4*
	N0-30	0	3.0	48.4*
モルタルありシリーズ	M10-5	10	0.5	48.3
	M10-10	10	1.0	48.3
	M10-20	10	2.0	50.0
	M10-30	10	3.0	50.0
	M 5-10	5	1.0	41.8
	M20-10	20	1.0	41.8
目荒らしシリーズ	MM10-5	10	0.5	45.9
	MM10-10	10	1.0	45.9

*: PCaコンクリート強度と接合材強度のうち小さい値(σ_B)

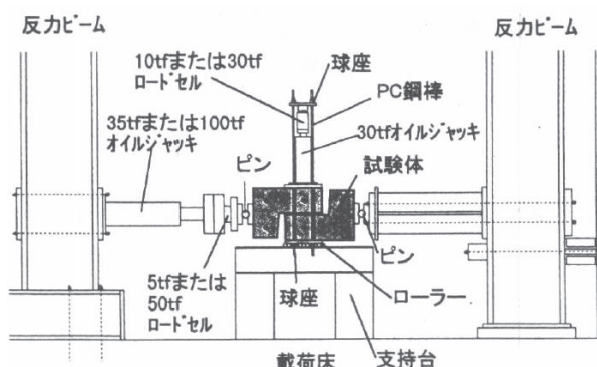


図 2.24 載荷装置¹⁹⁾

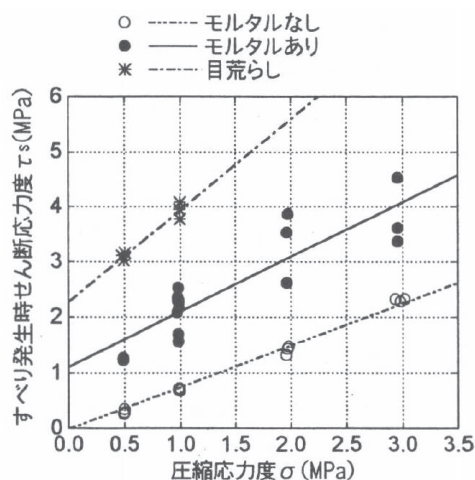


図 2.25 圧縮応力度とせん断強度の関係¹⁹⁾

高津ら²⁰⁾は，圧縮強度 100N/mm^2 を超える超高強度コンクリートを用いて，高い圧縮応力を受ける場合のせん断強度について実験的検討を行っている．なお，新旧界面は平滑でモルタルで接合する場合を対象としている．供試体形状，載荷装置，供試体一覧は図 2.26，図 2.27，表 2.3 にそれぞれ示すとおりである．なお，圧縮応力は $24\sim119\text{N/mm}^2$ を作用させている．実験の結果，すべての供試体で最大荷重を迎えた直後，激しい音とともにすべり変位が大きく増加したと報告されている．また，破壊形式は圧縮応力が $0.2\sigma_m$ (σ_m : モルタ

ルの圧縮強度)の供試体は、目地部にひび割れは認められず、最大荷重時に界面ですべり破壊が生じ、圧縮応力 $0.5\sigma_m$ の供試体は目地モルタルのせん断破壊と界面のすべり破壊との複合、圧縮応力 $0.7\sigma_m$ の供試体は目地モルタルのせん断破壊と報告されている。また、モルタルの圧縮強度 σ_m により無次元化したせん断強度と圧縮応力の関係は図 2.28 のように整理されている。なお、図中には平滑なコンクリート面同士をモルタルで接合した既往の研究の結果も合わせて図示されている。これら結果から、圧縮応力とせん断強度の関係は正の相関が認められ、摩擦係数 0.5 以上となることが認められている。但し、 $0.3\sigma_m$ 以上では目地部のせん断破壊が生じていることから、設計式に用いる場合には注意が必要と指摘している。

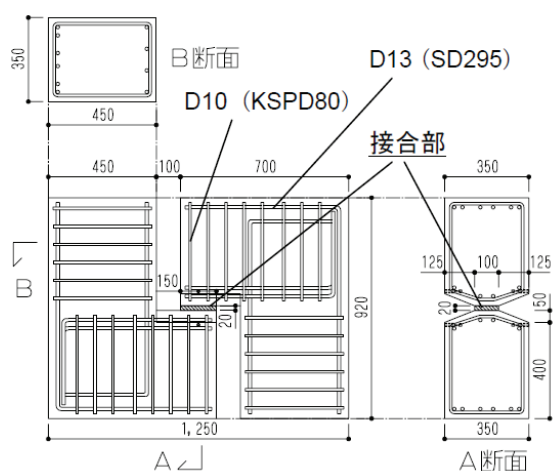


図 2.26 供試体形状図²⁰⁾

表 2.3 供試体種類²⁰⁾を一部修正

試験体名	コンクリート 目標圧縮強度 F_c [N/mm ²]	モルタル 目標圧縮強度 F_m [N/mm ²]	圧縮応力
Fc100-02	100	100	0.2Fm
Fc100-05			0.5Fm
Fc100-07			0.7Fm
Fc200-02	200	200	0.2Fm
Fc200-05			0.5Fm
Fc200-07			0.7Fm

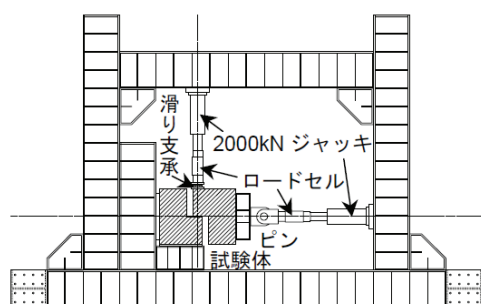


図 2.27 荷重装置²⁰⁾

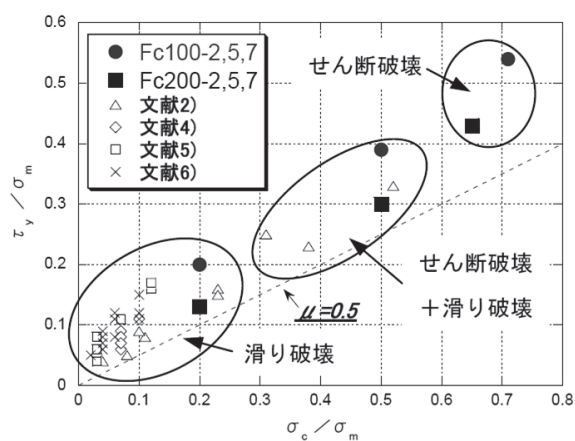


図 2.28 圧縮応力度とせん断強度の関係²⁰⁾

以上より、モルタル目地を有し圧着接合させる場合については、高い圧縮応力が作用する場合を含めて、せん断強度と圧縮応力は線形関係となることが認められており、 20N/mm^2 程度まではすべり破壊が生じる結果が得られている。なお、本研究で対象とする新旧コンクリート界面の場合については、モルタル目地の場合とせん断伝達機構が異なると考えら

れることから，別途検討が必要である．

2.3.4 新旧界面のせん断強度の評価式

設計基準に示されている評価式や実験や解析の結果を踏まえて提案された評価式についてまとめる．なお，一般には接合鉄筋やシアキー等を含めた式が記載されることが多いが，ここでは，これらが配置されていない場合の評価式に限定し，コンクリート標準示方書の評価式¹²⁾，建築学会に示される評価式²¹⁾，Norbert Randl ら²²⁾の提案式について概説する．

(1) コンクリート標準示方書¹²⁾

土木学会のコンクリート標準示方書では，せん断面に鉄筋を配置しない場合の設計せん断伝達耐力および設計せん断強度として，式(2.2)，式(2.3)をそれぞれ定めている．

$$V_{cnd} = \frac{\tau_c \cdot A_c}{\gamma_b} \dots\dots\dots (2.2)$$

$$\tau_c = \mu \cdot f'_{cd}{}^b \cdot (-\sigma_{nd})^{1-b} \dots\dots\dots (2.3)$$

ここに， V_{cnd} ：設計せん断伝達耐力， A_c ：せん断面の面積， γ_b ：部材係数， τ_c ：設計せん断強度(N/mm²)， μ ：固体接触に関する平均摩擦係数(=0.45)， f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度の設計値(N/mm²)， σ_{nd} ：せん断面に垂直に作用する平均圧縮応力度(N/mm²)で，圧縮の場合には， $\sigma_{nd} = -\sigma'_{nd}/2$ とする， σ'_{nd} ：せん断面に垂直に作用する平均圧縮応力， b ：面性状を表す係数(0～1)で，以下の値を標準とする．2/3 = ひび割れ面(普通強度のコンクリート)，1/2 = 打継面(処理あり)，高強度コンクリートのひび割れ面

式(2.3)は，Bujadham ら²³⁾が提案した，接触面密度関数によってコンクリートのせん断面の応力伝達を任意の応力経路で予想する方法に基づいており，応力経路を単調載荷状態に限定した上で，系統的に感度解析を行った結果を簡略化して構築している²⁴⁾．この評価式を用いることによって，面の形状が粗い場合にコンクリートの強度の影響が圧縮力の効果より相対的に大きくなる現象を評価できるとしている．なお， σ_{nd} は，圧縮の場合に計算される圧縮応力を2分の1とすることが示されているが，これは設計上安全側となることに配慮したものであると示されている²⁴⁾．

(2) プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説²¹⁾

日本建築学会のプレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針

(案)・同解説において、複数のプレキャストコンクリート部材をプレストレスにより圧着接合する場合に適用するせん断強度の評価式として、摩擦抵抗のみを考慮した式(2.4)が定められている。

$$V_u = P \cdot \mu \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

ここに、 V_u ：せん断強度(N/mm²)、 P ：プレストレス力を含む軸方向力の総和(N/mm²)、 μ ：摩擦係数、 f_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²)

なお、摩擦係数 μ は、接合面の表面が平滑でモルタルで充填または普通コンクリートで打ち継いだ場合は0.5を用いることが示されており、その他の接合面が目荒らしされた場合などについては、別途の実験に基づいて設定することが示されている。

また、せん断強度の上限値をコンクリートの設計基準強度の20%としているが、これは圧縮強度の30%の圧縮力を作用させた一面せん断試験の結果、目地が圧壊するケースがみられ、クーロン摩擦理論の適用が成立しなくなることを踏まえたものである。

(3) Norbert Randl らの評価式²²⁾

Randl らは、接合鉄筋を配置しないせん断強度の評価式として、付着抵抗と摩擦抵抗を考慮し、クーロン摩擦理論に基づいて、式(2.5)を提案している。

$$\tau_c = c_a \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

ここに、 τ_c ：せん断強度(N/mm²)、 c_a ：表面粗さに基づく係数(表2.4)、 f_{ctd} ：コンクリートの設計引張強度、 μ ：摩擦係数(表2.4)、 σ_n ：面に作用する圧縮応力、 v ：コンクリートの圧縮ストラットに関する低減係数(= $0.55 \cdot (30/f_{ck})^{1/3} \leq 0.55$)、 f_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度、 f_{ck} ：コンクリートの設計圧縮強度の特性値

表 2.4 c_a , μ の設計値²²⁾の文献より作成

Surface characteristics of interface	c_a	μ	
		$f_{ck} > 20$	$f_{ck} > 35$
Very smooth (steel, plastic, specially treated timber formwork)	0.025	0.5	0.5
Smooth (concrete surface slightly roughened, $R_t < 1.5\text{mm}$, or without treatment after vibration)	0.2	0.6	0.6
Rough (intensely roughed surface, $R_t > 1.5\text{mm}$)	0.4	0.7	0.7
Very rough (including shear key, $R_t > 3.0\text{mm}$)	0.5	0.8	1.0

2.3.5 セン断試験法

本研究では、新旧界面のせん断伝達挙動の実験的評価を行う。一方、純せん断力を作用させて行うせん断試験はこれまでに数多くの方法が提案されており、実験にあたっては、各試験方法の特徴を踏まえた上で、適切な試験を選定する必要がある。そこで、本項では、これまでに検討されたせん断試験法の特徴について、既往の知見を取りまとめることとした。

魚本ら²⁵⁾は多軸載荷試験を利用せずにせん断強度を求めることができる試験方法を対象とし、図 2.29 から図 2.32 に示す試験方法についての検討および改良を行っている。この結果、各試験方法を以下のように評価している。

- ・ 押抜きせん断試験は、せん断面から供試体端面までの距離によって破壊荷重が変化し、純せん断強度とも異なるため、せん断強度試験として用いるのは望ましくない。
- ・ ルーマニアせん断試験は、計算断面とは異なった面が最弱断面となり、その面で破壊が生じるため、計算断面でせん断強度を求めることは不合理であり、せん断強度試験として望ましくない。ただし、図 2.34 に示す有限要素法解析の結果によると、ルーマニアせん断試験は、計算断面のせん断応力がほぼ一定であり、計算断面で破壊すれば他の方法に比べて望ましい状態といえる。
- ・ 間接一面せん断試験では、計算断面に比べ上下の載荷部断面を大きくすれば、線載荷の場合には計算断面で破壊する。また、線載荷とせず分布載荷とすると、試験が容易であるが、曲げひび割れが生じる場合があるため、載荷幅をより狭くするか鉄筋での補強が必要である。
- ・ 直接二面せん断法は従来からよく行われている試験であるが、載荷部下端に曲げひび割れが発生する。載荷面および支持面を狭くした B 法および G 法を用いた場合その影響は軽減できる。

これらのせん断試験法のなかで、寸法形状、試験の容易さ、破壊性状の良さ、求まるせん断強度などを総合的に判断すると、直接二面せん断試験 G 法が最も適用性に優れるとしている。これらの検討の結果から、日本コンクリート工学協会の繊維補強コンクリートのせん断強度試験方法として、図 2.33 に示す直接二面せん断試験 G 法が採用されている²⁶⁾。

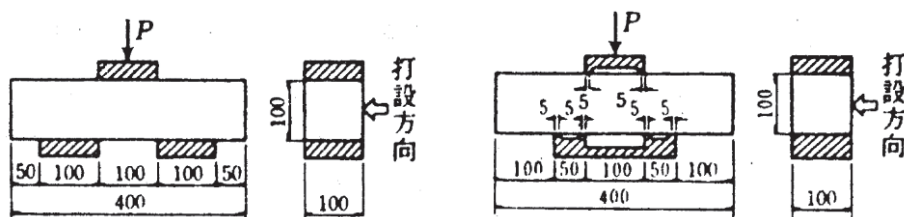


図 2.29 直接二面せん断試験（左図：A 法，右図：B 法）²⁵⁾

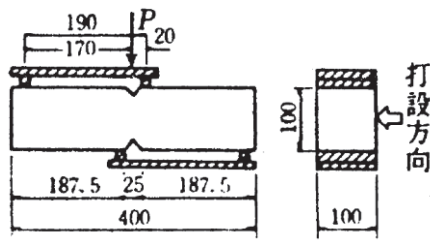


図 2.30 ルーマニアせん断試験²⁵⁾

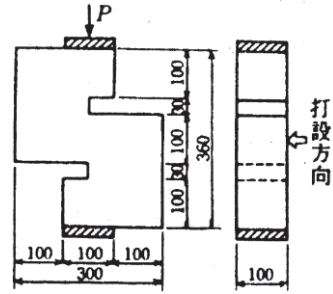


図 2.31 間接一面せん断試験²⁵⁾

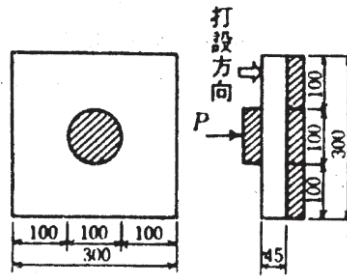


図 2.32 押抜きせん断試験²⁵⁾

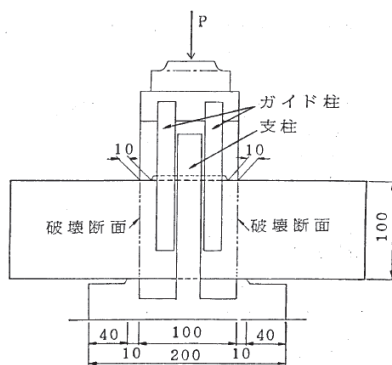


図 2.33 直接二面せん断試験 G 法²⁵⁾

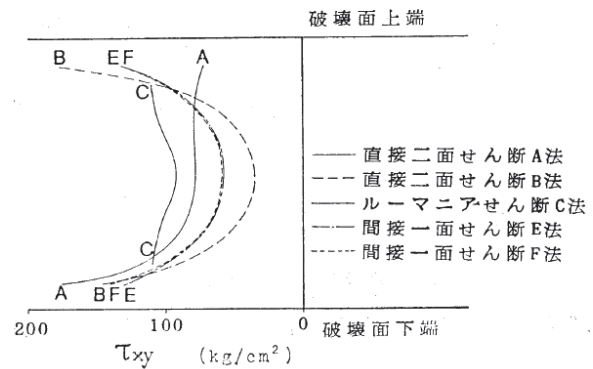


図 2.34 計算断面のせん断応力分布
(解析)²⁵⁾

また、(財) 建材試験センター²⁷⁾では、コンクリートのせん断強度に関する標準的試験方法およびその評価方法の確立を目的として 2 年間にわたって検討が行われた。この中で 9 つの試験方法を対象として、各試験方法で推定した見かけのせん断強度を比較するとともに、試験の難易度や応力分布性状などを比較検討し、総合的に優れた試験方法として図 2.35 に示すルーマニアせん断試験方法と一面せん断試験を選定するとともに、詳細な試験方法を提案している。さらに、みかけのせん断強度から図 2.36 に示す τ - σ 関係を整理し、破壊包絡線や任意の側圧を受ける場合のせん断強度を求める方法を提案し、JIS 原案として「せん断・圧縮荷重によるコンクリートの見かけのせん断強度試験方法 (案)」がまとめられた。しかし、理由は明らかではないが、この JIS 原案は適用されるには至っていない。

以上から、せん断強度を確認する試験方法は基準化されていないのが現状である。したがってコンクリートのせん断強度についての実験を行う場合には、これらの各試験方法の

得失を把握した上で、所定の目的に応じて試験方法を選択することが重要と考えられる。

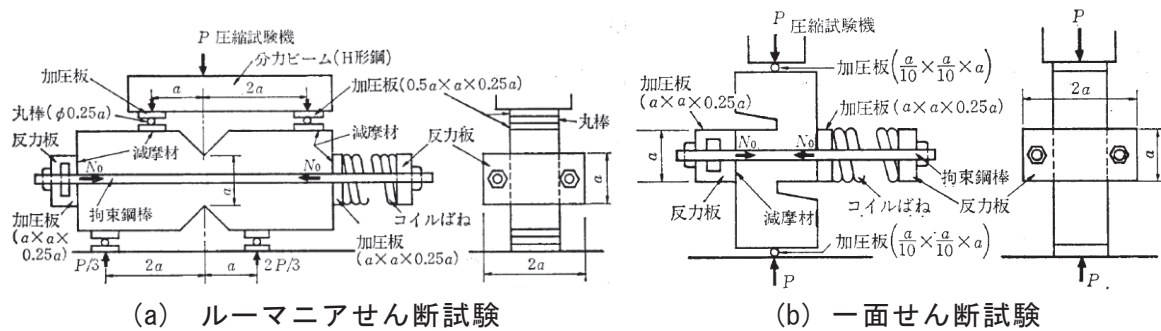


図 2.35 せん断強度試験方法の JIS 案²⁷⁾

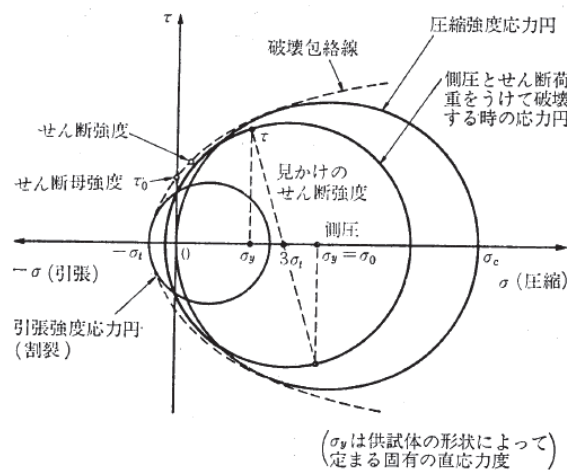


図 2.36 σ - τ 関係 (JIS 案)²⁷⁾

2.4 外ケーブル補強工法に関する既往の研究

主桁間隔の狭い鉄道 PCI 形桁に適用する外ケーブル補強工法の開発にあたって、本節では、従来構造の外ケーブル補強工法に関する概要について述べ、定着装置の耐荷性能、定着装置が既設コンクリートに与える影響に関する既往の研究と設計基準についてまとめる。

2.4.1 外ケーブル補強工法の概要と特徴

外ケーブル補強工法は、緊張材をコンクリート部材の外部に配置し、定着部や偏向部を介して部材にプレストレスを追加導入することによりコンクリートの応力状態を改善し、耐力を回復もしくは向上させる工法である²⁸⁾。外ケーブル補強工法の適用例を図 2.37 に示す。外ケーブル補強工法は、構造物の局所的な補強よりは、むしろ構造全体にわたってコンクリート部材の応力状態を改善する工法であり、以下の特徴を有する²⁸⁾。

- ・補強効果が力学的に明瞭である。
- ・外ケーブルの鉛直分力を考慮することにより、設計せん断力を軽減できる。

- ・外ケーブルによる補強は部材の剛性向上は期待できない。
- ・外ケーブルの取替えが可能であり，維持管理が容易である。

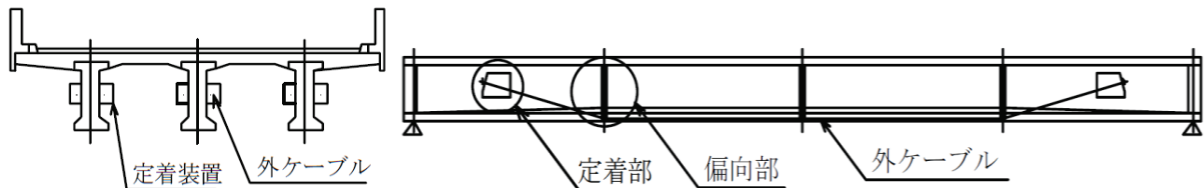


図 2.37 外ケーブル補強工法の適用例 ²⁸⁾

内ケーブルの破断が生じた PC 梁に対して，外ケーブル補強工法を適用した場合の補強効果については，長田ら ³⁾が撤去桁の内ケーブルを人為的に切断し，消失したプレストレス量を外ケーブル補強により補った上で載荷試験を行い検討している．内ケーブルの破断が生じると，グラウトによりプレストレスの消失範囲が破断位置周辺に限定され，補強後も局部的に剛性が低下する断面が存在するため，局部的に破壊が進行する可能性が懸念されたが，実験の結果，ひび割れは比較的分散して発生し，良好な耐荷挙動を示したと報告されている．また，局部的に剛性の低い断面を有すると，終局時の外ケーブル張力増加量が小さくなり，終局耐力が低下する可能性が懸念されたが，実験の結果，PC 桁の変形量の増加に伴う外ケーブル張力の増加が認められ，破断前の設計上の耐力を有していたことが認められている．以上から，外ケーブル補強工法は内ケーブルが破断した場合の補強工法として有効であることが認められている．また，外ケーブル補強工法の効果の継続性については，野島ら ²⁹⁾が，外ケーブル補強を実施して約 10 年が経過した実橋の調査を行った結果，外ケーブルに導入した緊張力が維持されていることが認められ，外ケーブル補強工法は長期的に有効な補強工法であることが報告されている．

PCI 形桁のように，主桁と横桁により格子構造となる PC 桁に外ケーブル補強工法が適用される場合には，外ケーブルの緊張力は 2 次応力の影響により各主桁に再配分されることから，各主桁に導入されるプレストレス量は格子解析により評価するのが一般的である．この格子解析の適用性について，西川ら ³⁰⁾は，一部の主桁で PC 鋼材の破断が生じて特定の主桁にプレストレスを追加した実橋を対象に，格子解析と実橋計測を行い，各主桁に導入されるプレストレス量は床板剛性を考慮した格子解析により十分な精度で推定できると報告している．したがって，橋梁の実剛性を適切に考慮した格子解析は実橋の状態を比較的精度よく表現できることが示唆されている．

外ケーブル補強工法は，内ケーブルが破断した場合の対策工法として有効と評価される一方で，外ケーブル補強工法が適用された海外の事例において，追加プレストレスにより過大な圧縮応力が作用して，主桁が座屈し，落橋した事例も報告されている ³¹⁾．このことから，外ケーブル補強工法を実橋に適用するにあたっては，過大な圧縮応力の作用（オー

バープレストレス) に対する十分な配慮が必要と考えられる。

2.4.2 定着装置の耐荷性能に関する既往の研究および設計基準

外ケーブル補強工法における定着部は、図 2.38 に示すように、主桁ウェブに新たにコンクリートブラケットの定着装置が設置され、緊結用 PC 鋼材でウェブに緊結して構築されるのが一般的である。定着装置と既設コンクリートの新旧コンクリートの界面は、付着により一体化するが、設計の簡略化に配慮して摩擦接合のみに集約して取り扱われる²⁸⁾ことが多い。

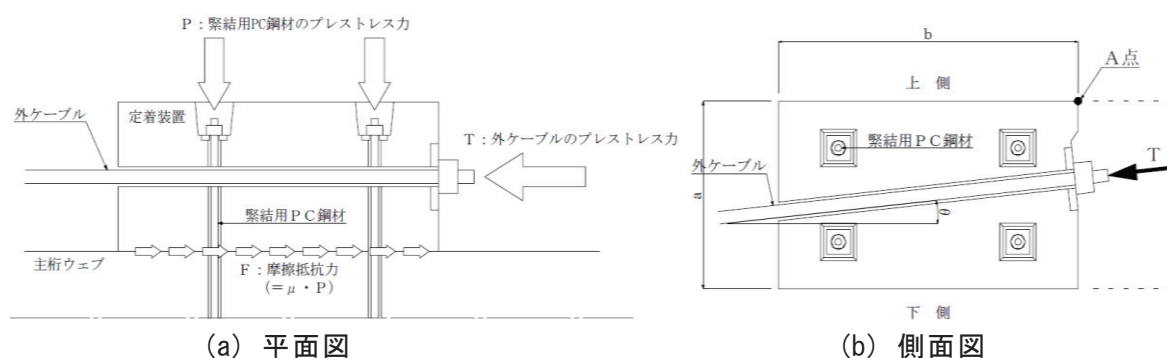


図 2.38 外ケーブル補強工法定着部の構造概要²⁸⁾

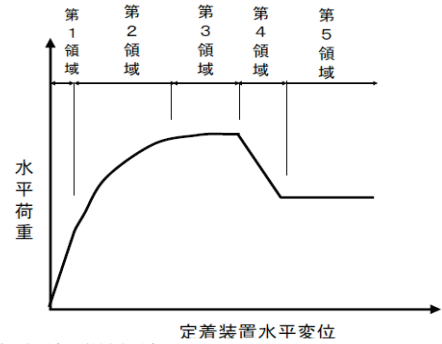
これまでに、定着装置の耐荷性能に関する実験的な研究はいくつか報告されている。

今井ら³²⁾は、表面処理をしていない、すなわち型枠面に打継ぎを行った新旧界面を有する定着装置の載荷実験を行い、すべりが生じ始めるときの摩擦係数は 0.56 程度であったことを報告している。

浅井ら³³⁾は、実物大寸法の供試体を用いて、表 2.5 に示すように、新旧界面の表面処理方法、主桁ウェブの傾斜角度、PC 鋼棒の緊結力などの条件を変えて、定着装置の耐荷性能の検討を行っている。実験の結果、荷重変位関係は、図 2.39 に示すように、載荷初期には弾性挙動を示すが、その後ひび割れの発生により非線形性を示し、最大荷重に至ったあと、急激に荷重低下を伴って滑動をする挙動を示したと報告している。また、弾性限界荷重は、図 2.40 に示すように、チップングやショットブラスト、ウォータージェットなどにより適切に表面処理を行い、新旧界面に引張が生じない荷重条件下においては、摩擦係数 0.6 以上であったことが報告されている。さらに、定着装置の最大耐力は、図 2.41 に示すように、コンクリート標準示方書に示される設計せん断伝達耐力を用いて安全側に評価できることが確認されている。また、表面処理を無処理またはチップング処理とした場合の最大耐力は、ショットブラストやウォータージェットとした場合に比べて低下し、表面処理方法が最大耐力に影響を及ぼすことも明らかにしている。

表 2.5 荷重試験ケース³³⁾

No.	記号	表面処理	緊結張力		傾斜角	グラウト
			φ	(kN)		
1	2N0U	無処理	4-φ 23mm	1,160	0°	無
2	1S0U	サンドブラスト	4-φ 23mm	580	0°	無
3	2S0U	サンドブラスト	4-φ 23mm	1,160	0°	無
4	2S0B	サンドブラスト	4-φ 23mm	1,160	0°	有
5	3S0U	サンドブラスト	4-φ 32mm	1,740	0°	無
6	4S0U	サンドブラスト	4-φ 32mm	2,320	0°	無
7	2S6U	サンドブラスト	4-φ 23mm	1,160	6°	無
8	2S12B	サンドブラスト	4-φ 23mm	1,160	12°	有
9	2T0U	チップング	4-φ 23mm	1,160	0°	無
10	2W0U	WJ	4-φ 23mm	1,160	0°	無



第1領域: 弾性領域
 第2領域: 変位が漸増する領域 (ひび割れの発生)
 第3領域: 荷重が頭打ちとなり、水平変位の増加が著
 最大荷重を示す領域
 第4領域: 急激に耐荷力が低下する領域
 第5領域: 滑動した後、破壊面の摩擦抵抗を示す領域

図 2.39 荷重-変位関係模式図³³⁾

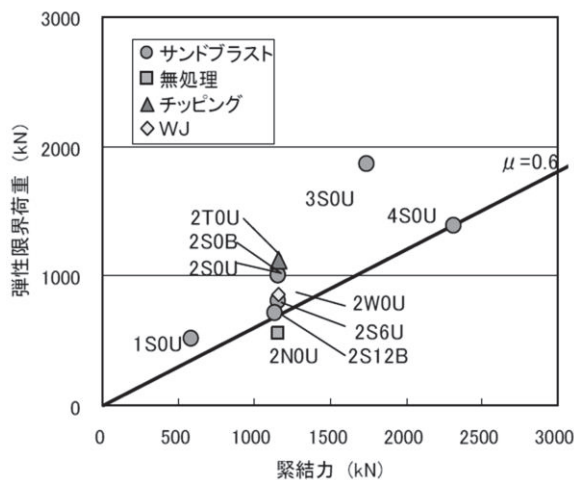


図 2.40 弾性限界荷重と緊結力の関係³³⁾

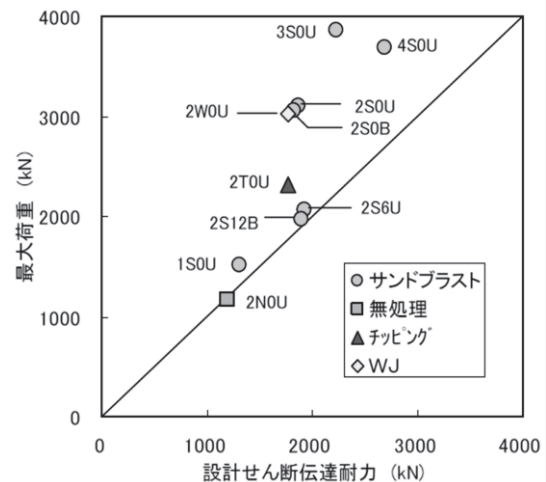


図 2.41 最大荷重と設計せん断伝達耐力の関係³³⁾

次に、外ケーブル定着装置の設計概要について述べる。外ケーブル定着装置の設計基準²⁸⁾では、設計荷重作用時 (外ケーブルのプレストレスング時の状態) において、定着装置が弾性範囲内で挙動するとともに、定着装置に浮き上がりが生じないように、新旧界面が全面圧縮状態となるよう設計することが定められている。このとき、弾性限界を示す新旧界面の摩擦係数は、浅井ら³³⁾の研究を参考として、チップング、サンドブラストまたはウォータージェットで処理した場合には 0.6 としてよいことが示されている。一方、終局荷重作用時 (外ケーブルの引張強度が作用した状態) においては、新旧界面のせん断力が、コンクリート標準示方書¹²⁾に示されるせん断伝達耐力式を超過しないように設計することが定められている。

2.4.3 定着装置が既設コンクリートに与える影響

定着部はプレストレス力を確実に補強対象部材に伝達するという意味においては、外ケ

ケーブル補強工法の中でも最も重要な部材であるといえる。よって、定着装置は既設コンクリートと一体として挙動するだけでなく、定着装置および周辺の既設コンクリート部に有害なひび割れ等の発生がないように十分配慮されるべきである。

中村ら³⁴⁾は、長大橋の有ヒンジラーメン箱桁橋を対象に、外ケーブル補強工法によりヒンジ部を連続化するにあたって、大容量の外ケーブルを用いることから、定着部の構造安全性を検討している。FEM 解析の結果、図 2.42 のように外ケーブル緊張直後に定着装置の背面の既設コンクリート部に大きな引張応力が生じることが認められ、図 2.43 に示すように、鋼板接着工法により補強した定着部の構造を提案し、実験的に検証している。

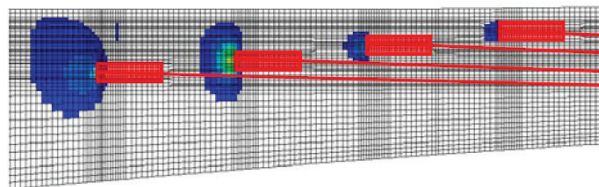


図 2.42 定着部の引張応力³⁴⁾

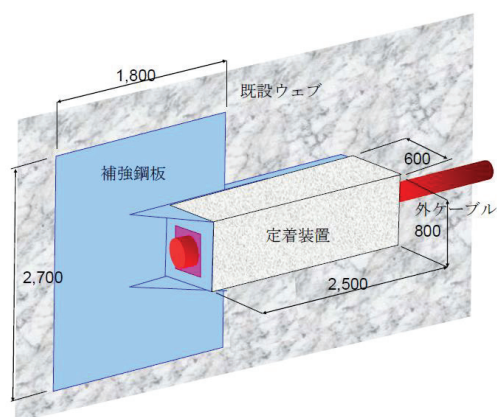


図 2.43 定着部の構造³⁴⁾

また、小川ら³⁵⁾は、支承物の影響で主桁の両側に外ケーブルを設置できない実橋に外ケーブル補強工法を適用するにあたって、図 2.44 に示す 3 次元 FEM 解析により既設コンクリート部の安全性の評価と周辺部の補強の必要性について検討を行っている。その結果、図 2.45 に示すように定着部周辺の既設コンクリートにおいて、引張強度を超える橋軸方向および鉛直方向の引張応力が発生する結果となり、炭素繊維シートにより補強する対策を実施している。

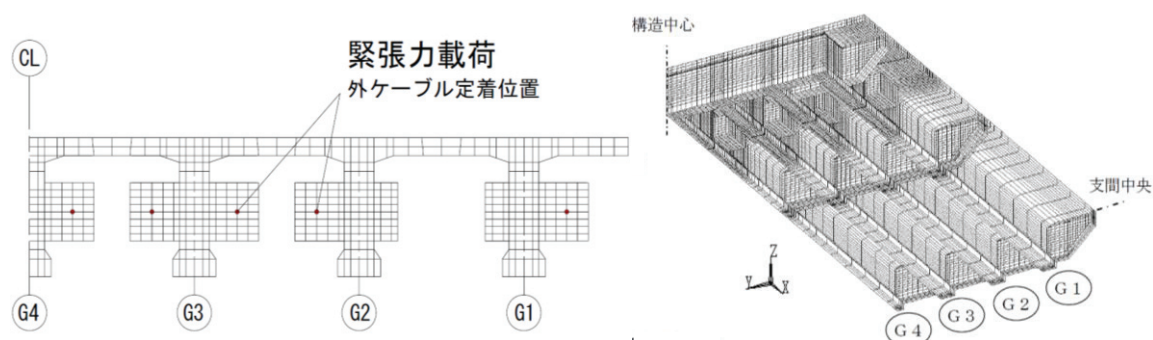


図 2.44 解析モデル³⁵⁾

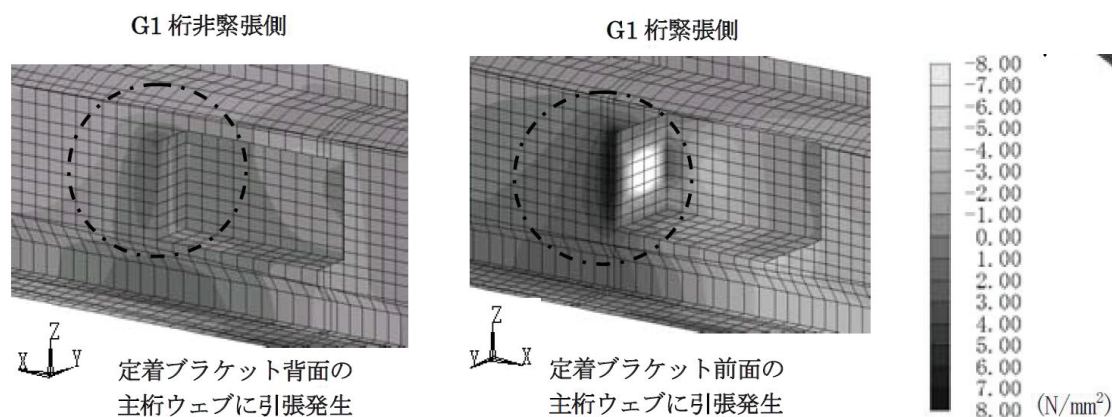


図 2.45 橋軸方向応力コンター図³⁵⁾

上記の事例から、外ケーブルが大容量となる場合や、主桁の片側のみに外ケーブルが配置される場合などは、既設コンクリート部への負担が大きくなることから、FEM 解析等により検討することが望ましいと考えられる。

2.5 PC 桁におけるモニタリングの適用事例と既往の研究事例

土木構造物に関するモニタリングという言葉は、各学協会や各機関で様々な解釈がなされており、目視検査や非破壊検査などの詳細検査を複数回実施した結果に基づき評価する場合も、広義のモニタリングと解釈されることがある。本研究におけるモニタリングとは、土木学会のコンクリート標準示方書¹²⁾に基づき、「センサを設置するなどの方法で、構造物や部材の状態の経時変化を連続的かつ客観的に把握する行為」と定義することとする。この長期間計測するモニタリングでは、一般に、比較的簡素なセンサを用いて、長期間蓄積したデータの時間的・空間的な相対比較から、損傷・劣化（異常）を検知することが目的となる場合が多い。本節では、これまでに実施された PC 桁のモニタリングの適用事例について、概要、計測項目、計測方法、管理方法をまとめるとともに、モニタリングに関する既往の研究について整理する。

2.5.1 適用事例

(1) 暮坪陸橋³⁶⁾

暮坪陸橋は昭和 40 年度に架設されたポストテンション方式の単純 PCI 形桁で、海岸線に位置することから塩害による劣化が著しく、多数の PC 鋼材の破断が確認された橋梁である。このため、補修補強が繰り返され、平成 3 年度には、落橋防止および断面力の低減を目的に径間内に 2 基の中間支柱の新設、平成 4 年度には外ケーブル工法による補強が行われた。別途実施した載荷試験から 2 つの補強対策の効果と試験時における安全性は確認されたものの、現有の保有性能の詳細評価が困難で、今後も PC 鋼材の腐食や破断が進行する可能性が高いことなどの理由から、その後の安全性を連続的かつ客観的に監視するた

めにモニタリングが実施された。

モニタリングにあたって、本橋梁の内ケーブルの腐食や破断に伴う劣化の進行推移が図 2.46 のように想定された。劣化が進行すると、まずスパン中央の主桁下面に曲げひび割れが発生し(①)、次の段階で中間支柱上の床版にも曲げひび割れが発生するとともに、主桁下面の曲げひび割れの本数も増加する(②)。さらに、上記のひび割れ本数および幅が増加し、桁の剛性の低下が著しくなり落橋の段階(③)に至る。この劣化推移にもとづくと、①の段階からスパン中央の活荷重によるたわみが増加し始め、②の段階になると、たわみはさらに死荷重によっても増加し、外ケーブルの軸力および中間支柱上の支承の反力も死荷重により増加し始めると考えられた。これらを踏まえて、計測項目は表 2.7 のように、たわみ、外ケーブル張力、中間支柱の反力と設定された。

モニタリングは、橋梁上の車両の影響が含まれた状態で計測を行い、24 時間の中での最大値と最小値、平均値を記録する形で実施され、1 ヶ月ごとにデータを採取・分析・評価がなされた。また、モニタリングにより本橋梁を適切に管理するにあたって、各計測値に対して表 2.6 に示すように管理基準とその対応策が定められた。なお、モニタリングにおいて採用する計測値は、実環境の様々な外乱の影響を受けにくく、性能低下の判断が比較的容易と考えられた平均値が採用されている。また、管理ランク 2,3 の基準は同一計測項目の相対比較によるものであるが、管理ランク 1 の基準については、簡易な構造計算と載荷試験時のたわみから閾値が設定されている。約 9 ヶ月間のモニタリングの結果、図 2.47 に示すように、各計測値に大きな変化は生じておらず、劣化の進行は認められなかったと報告されている。

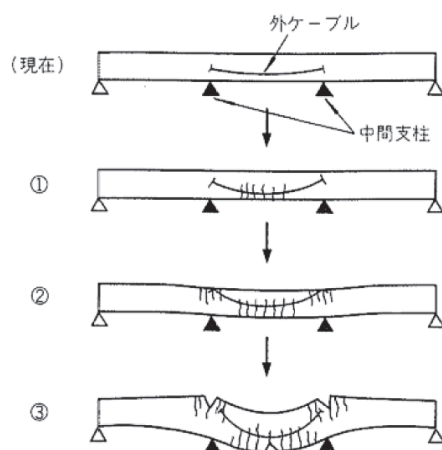


図 2.46 想定劣化進行推移³⁶⁾

表 2.7 計測項目³⁶⁾

長期監視項目	使用計測器	数 量
主桁スパン中央のたわみ	差動トランス型変位計	6 個所
外ケーブルの軸力	ロードセル	10 個所
中間支柱の支承の反力	取付け型ひずみ計	11 個所
合 計		27 個所

表 2.6 管理方法³⁶⁾

ランク	監視基準	対応策
3	各主桁スパン中央のたわみ、外ケーブルの軸力、中間支柱上の支承の反力の各計測項目のうち 1 つまたは 2 つの平均値が急激な変化傾向を示し始めた時点。	詳細点検 (計測器を含めた)
2	上記の 3 つの計測項目の平均値がすべて急激な変化傾向を示し始めた時点。	荷重制限 (再補強の実施または迂回路検討)
1	各主桁のスパン中央の平均値のたわみが 5 mm となった時点。	交通止め (迂回路への切替え)

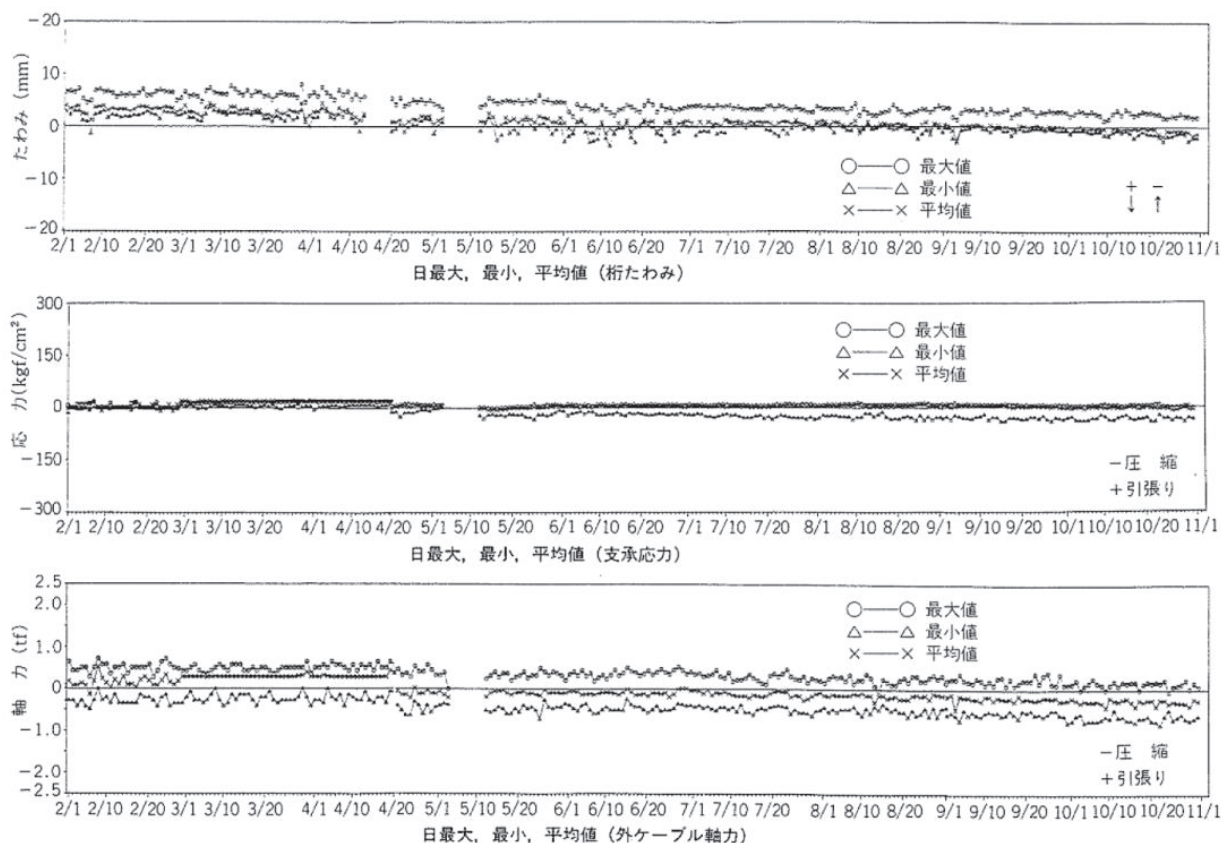


図 2.47 モニタリングの結果 (平成 4 年) ³⁶⁾

(2) 妙高大橋^{37), 38)}

妙高大橋は昭和 47 年にプレキャストセグメント工法により建設された橋長 300m の PC4 径間連続箱形桁である。コンクリートのひび割れ等の変状が確認されたため、平成 21 年に補修工事を実施していたところ、多数の PC 鋼材の破断が確認された。なお、PC 鋼材の破断原因は、詳細調査の結果から、グラウト充填不足の箇所に塩化物を含む路面排水が定着部を介して浸入したことなどが報告されている。その後、本橋梁は外ケーブル補強などの緊急対策を実施したものの、現行基準までの耐力回復が難しいことから架替えする計画となっている。架替えまでの間、暫定的に本橋梁の供用を継続することから、管理を強化する必要がある。PC 鋼材の破断進行等に伴う異常の把握と交通規制実施の判断データの取得を目的に、モニタリングが実施されている。

本橋梁で行われているモニタリングシステム概要およびモニタリング位置を、表 2.8、図 2.48 に示す。モニタリングは多数の PC 鋼材の破断が確認された径間を対象に、10 分間隔で計測されている。ここで、モニタリングの管理方法を表 2.9 に示す。モニタリングによる管理方法としては、たわみ、または目地変位量を管理指標として 3 段階に区分し、管理レベルに応じた対応が定められている。管理指標となるたわみの閾値は、別途実施した載荷試験の結果や PC 鋼材破断進行によるたわみの変形解析結果とモニタリングの計測値を参考に、管理限界を 80mm と定めて、この管理限界を基準に各レベルの閾値が定めら

れている。なお、たわみ、目地変位量の計測データは気温の変化に合わせて変動することから、閾値の設定において、たわみは気温変化による最小値、目地変位量は最大値に対して設定されている。1年間のモニタリングの結果、図 2.49 に示すように、たわみなどの計測データは気温の変化に合わせて変動するものの、劣化の進行に伴う変化は認められていないと報告されている。

表 2.8 モニタリングシステム概要²¹⁾

計測装置	設置位置	箇所数	計測目的	開始時期
き裂変位計	第1径間	12	セグメント	H22年3月
	P1支点上付近	4	目地変位量	H23年11月
水管式沈下計	第1径間7, 9BL	2	たわみ量	H22年8月
補強ケーブル張力	P2支点上	2	ケーブル張力変化	H23年11月
温度計	桁外・桁内 (A1)	2	温度測定	H22年3月
湿度計	桁内 (第1径間)	1	湿度測定	H23年11月

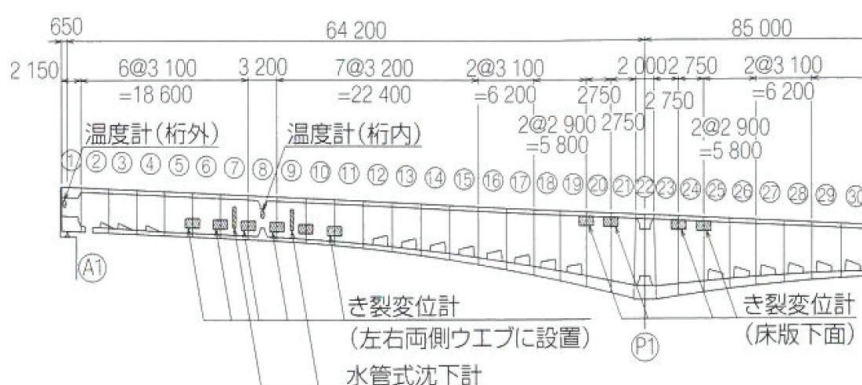


図 2.48 モニタリング位置²¹⁾

表 2.9 モニタリング管理方法²¹⁾

管理レベル	モニタリング計測値	主な対応
注意レベル 警報メール 自動配信	自動計測装置の警報基準を小さく設定し管理するレベル。 ・たわみ25 mm以上 ・目地変位0.2 mm以上	①モニタリング計測値の確認。 ②CCTV, パトロール確認。 ③変形の増加原因推定。 ④注意レベルが頻繁に現れる場合は警戒レベルに移行。
警戒レベル 回転灯点灯	変形の増加が注意レベルから相当期間収まらず、管理限界の50%値のレベル。 ・たわみ40 mm以上 ・目地変位0.3 mm以上	①専門技術者に現地調査を要請、状態確認と変形の増加原因を推定。 ②詳細調査の実施。 ③交通整理員を配置し大型車を連行させない（限界レベル対応の準備）。 ④委員会招集。
限界レベル	変形が管理限界に達するレベル。 ・たわみ80 mm以上 ・目地変位0.5 mm以上	①交通規制を実施（片交や高速道路への迂回）。 ②委員会助言による対策等の実施。

※たわみおよび目地変位量は、温度変化による最大最小値に対して設定している。

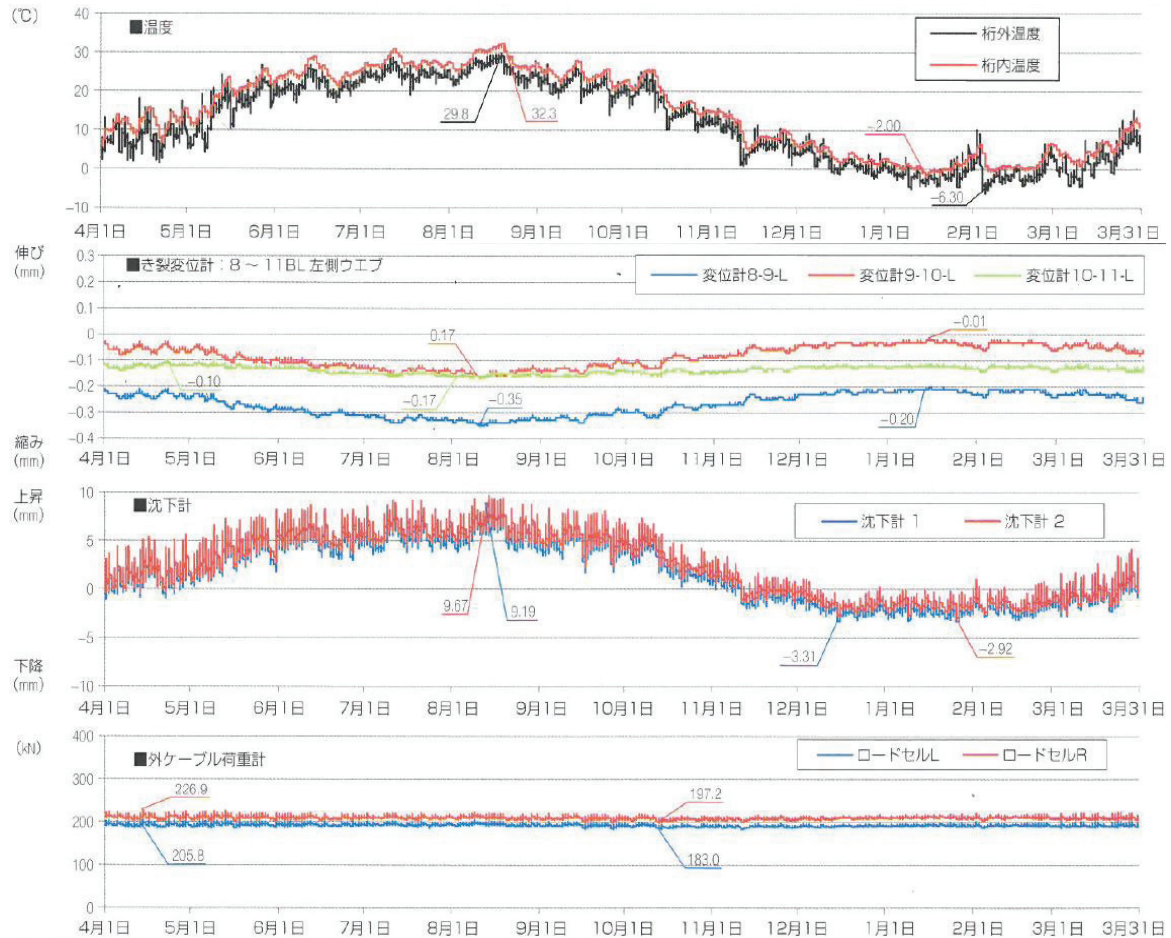


図 2.49 モニタリング結果（平成 25 年度）²¹⁾

(3) 垂井高架橋^{39), 40)}

垂井高架橋は平成 14 年に完成した橋長 297m の 7 径間連続 PRC 箱形ラーメン橋である。平成 15 年に上部工に多数のひび割れや桁中央部の過大な変形、支承部の破損などが認められたことから、土木学会コンクリート委員会において、変状原因の究明、橋梁の健全度評価、補修・補強対策方法の検討が行われた。このなかで、ひび割れの変状原因は、骨材の影響に起因するコンクリートの収縮が通常より著しく大きく、多量の鉄筋などにより拘束されたことが主要因と推定されている。また、多数のひび割れの発生が桁の剛性を低下させ、クリープや収縮差の影響を出やすくさせたことから、桁たわみが増大したものと推定されている。対策は設計耐用年数 50 年を満足することを想定して検討がなされ、上面増厚工法、外ケーブル工法、ひび割れ注入工法、表面含浸工法、表面被覆工法による対策が実施された。また、本高架橋の補強後における想定外の変状の発生を早期に的確に把握すること、補修・補強対策の効果の持続性を監視することを目的に、モニタリングが実施されている。

本橋梁におけるモニタリング項目および計測位置を、表 2.10、図 2.50 に示す。計測は 1 時間に 1 回行われている。なお、たわみ計測にあたっては、過積載車による影響を低減

するために、毎時 5 分間隔で 5 回の計測が行われており、過積載車の影響を受けた計測値は除外されている。また、管理方法は、たわみを管理指標として、表 2.11 のように構築されている。閾値レベル 1 であるたわみ 15mm を超過した場合に、データ確認、計測機器を含む臨時点検、目視点検や表 2.12 に示されるウェブの変形の計測値を確認し、適切に対策を講じることとなっている。なお、15mm の閾値は載荷試験のたわみの結果に加え、温度変化による変化量を勘案して設定されている。

表 2.10 モニタリング項目⁴⁰⁾を転記

測定部位	主な目的	方法	頻度
桁たわみ	桁たわみの変化により変位を確認	水管式沈下計 (7 点)	常時 1 時間 毎
橋脚付け根部ウェブ変形	P2 橋脚ウェブ付近の斜めひび割れの動きを観察し、変形の有無を確認	光ファイバー (12 点)	
支承の変位	支承の変位量により状態を確認	変位計 (9 点)	
ひび割れ幅	新たなひび割れ発生の把握、既存のひび割れの進展を確認	亀裂変位計 (12 点)	
上下床版平均ひずみ	上下床版のひずみの動きを確認	光ファイバー (上下各 2 点)	
外ケーブル張力	張力の変動を測定、予備ケーブル緊張の有無を判断	ロードセル (4 点)	
桁内外の温度	各種計測データへ温度影響をインプット	熱電対 (12 点)	

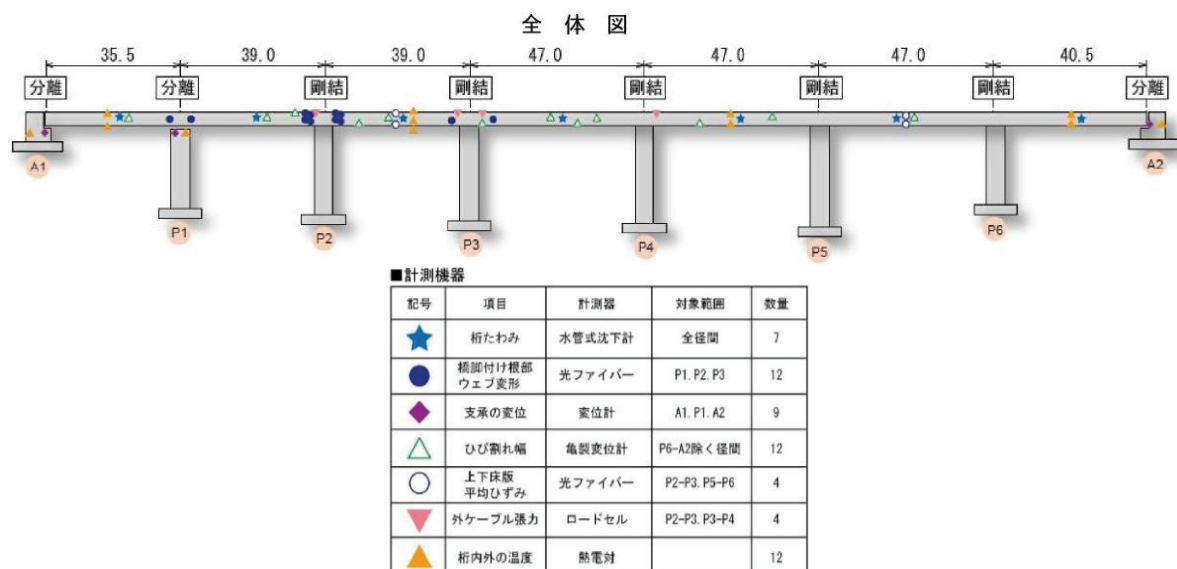


図 2.50 計測位置⁴⁰⁾

表 2.11 たわみの閾値⁴⁰⁾

閾値レベル 1 :	本閾値を超えた場合には、何らかの変状が起きている可能性があるとして、その後の橋の状態を注意深く監視するための値。	15mm
閾値レベル 2 :	本閾値を超えた場合には、モニタリング評価委員会を開催し対応を検討する値レベル 1 超過により、橋の状態を注意して監視し、変状に対処するため実際には超過する事は無いと考えられる値。	30mm

表 2.12 その他の計測項目の閾値⁴⁰⁾

測定機器		初期値	管理基準値				補足	設定根拠	備考
			下限値	下限注意値	上限注意値	上限値			
光ファイバー (ウェブの変形)		舗装完了後に設置しゼロセット	—	—	0.10 mm	0.20 mm		0.2mm以上のひび割れが入る可能性を検知する事を目的とし上限値を設定、その1/2の値を注意値とする。	閾値設定項目
支 承 変 位 計	A1	気温8℃時→0 その時の変形50mm(～50mm)		-30mm	55 mm		桁が伸びる方向を+	施工中の計測値及び設計計算書	参考計測項目
	P1	気温8℃時→0 その時の変形15mm(～15mm)		-45mm	30 mm		A2方向を+		
	A2	気温8℃時→0 その時の変形60mm(～60mm)		-30mm	50 mm		桁が伸びる方向を+		
亀裂変位計 (ハンチ部水平ひび割れ)		舗装完了後に設置しゼロセット	—	—	0.10 mm	0.20 mm	—	0.2mm以上のひび割れが入る可能性を検知する事を目的とし上限値を設定、その1/2の値を注意値とする。	
光ファイバー (上下床版ひずみ)		舗装完了後に設置しゼロセット	—	—	0.10 mm	0.20 mm	—		
ロードセル	舗装完了後の2日間の平均値を初期値とする。			0.6 Pu	0.84 Pu		上限値、上限注意値：道示Ⅲ4.2.4、3.4	Pu＝1938kN(SEE F-200PH)	
		0	660 kN	1163 kN	1628 kN				

モニタリングの結果、たわみは主に気温の変化に伴って増減し、約 7mm 以下の年変化を繰り返していると報告されている。また、ウェブ変形は、桁たわみと同様に年変動しており、夏期にかけての気温上昇時に上限注意値 0.10mm を一時的に上回る結果があったが、気温の低下とともに閾値以下に戻っている挙動を示したと報告されている。

(4) 適用事例のまとめ

以上より、PC 桁におけるこれまでのモニタリング事例では、重大な変状が確認された後、補修・補強などの対策が講じられたものの、PC 桁における劣化の進行度合いが想定しづらいことから、劣化の進行性の監視、安全性の担保を目的としてモニタリングが活用されていた。また、暮坪陸橋の事例において、モニタリングの計測値として一日平均の値が採用されていたり、垂井高架橋の事例において、過積載自動車の影響が含まれた計測値は割愛するなどの配慮がなされ、計測値のばらつきを低減する配慮が認められた。実構造物でのモニタリングにおいては、計測値がモニタリングの目的となる性能の低下に伴う計測値の変動のほか、作用する荷重差異や季節変動等による様々な外乱の影響を受けることから、これらの影響をできる限り低減するよう配慮することが、重要な観点となることが示唆される。また、モニタリングの管理方法については、暮坪陸橋および妙高大橋の事例において、構造物の性能限界から閾値を定め、その閾値を計測値が超過した場合には、供用を制限する対応が管理方法として定められていた。実構造物でのモニタリングにおいては、構造物の性能低下を検出する目的のほか、構造物の性能限界に基づく閾値を設定し、構造物の供用制限と関連づけることで、モニタリングの有効性をより高めることができると考えられる。

2.5.2 既往の研究事例

(1) AE 法を用いたモニタリングに関する研究^{41), 42)}

近年、技術開発が進んでいる AE 法（アコースティックエミッション法）を用いて、PC 鋼材の破断をモニタリングする研究が、国内外で検討されており、実橋において検証された事例がある。AE 法は、材料の破壊などに起因して生じる弾性波を材料表面に設置した AE センサで検出し、発生源の位置、規模、破壊メカニズムなどを評価する非破壊検査である。

Ponte Moesa 橋は 1952 年にスイスに建設された橋長 60m の 2 径間連続 PC ホロー桁である。これまでに、グラウトの充填不足が多数の箇所を確認され、凍結防止剤に含まれる塩化物の影響で PC 鋼材の著しい腐食が認められていた。モニタリングは AE 法による PC 鋼材の破断検知の適用性の検証を目的に、2004 年 6 月から 2006 年 4 月までの間で実施された。なお、事前に AE 源の位置標定の精度を確認したところ、平均誤差は 25cm 以内であったことが確認されている。モニタリングを開始から概ね 1 カ月後の 2004 年 7 月に PC 鋼材破断によると考えられる AE 信号が検出された。これを受けて、コンクリートをはつり調査を実施したところ、グラウト充填不足部の PC 鋼材が腐食して破断していることが確認された。したがって、グラウト充填不足部における PC 鋼材の破断を検知できることが実証された。また、グラウト充填部における PC 鋼材の破断検知の可否を検証するため、ブラインドで人為的に PC 鋼材を腐食および破断させて検証したところ、的確に検知したことが認められた。これらから、グラウト充填の有無にかかわらず、AE 法を適用することにより PC 鋼材の破断の検知、破断位置の特定が可能であることが認められ、その有効性が確認されている。

2.6 本論文で検討する課題

本章では、本研究に関連が深い既往の研究として、PC 鋼材の腐食や破断が生じた PC 梁の耐荷性能、新旧界面のせん断伝達機構、外ケーブル補強工法、PC 桁のモニタリングに関する既往の研究成果を整理した。本研究の目的である主桁間隔の狭い鉄道 PCI 形桁に適用する外ケーブル補強工法の開発、外ケーブル張力モニタリング方式の管理方法の構築を達成するための課題および検討すべき事項を以下に整理する。

- 1) 桁間定着装置で対象とする、接合鉄筋を配置しない新旧界面のせん断伝達機構については、これまでに実験的な検討が行われた例が少なく、せん断伝達挙動やせん断伝達性能は十分明らかになっていないのが現状である。既往の研究から、 2N/mm^2 程度の圧縮応力が作用する新旧界面のせん断伝達挙動については、ひび割れが発生した後も、摩擦抵抗によるせん断伝達で抵抗することが確認されているものの、本研究で対象とする高い界面垂直応力が作用する場合の挙動は明らかではない。また、高い圧縮応力が作用する新旧界面のせん断伝達性能は、平滑な新旧界面でモルタル接合した場合の評価事例が認

められたが、本研究で対象とする新旧界面における研究事例は認められない。さらに、圧縮応力が傾斜した新旧界面に作用する場合のせん断伝達性能を検討した事例は認められない。以上より、桁間定着装置の基礎的検討として、新旧界面のせん断伝達機構の評価、高圧縮応力が作用する場合および圧縮応力が傾斜した新旧界面に作用する場合の新旧界面のせん断伝達性能についての検討が必要である。

- 2) 既往の研究から、外ケーブル補強工法は、内ケーブルが破断した場合の補強工法として有効であることが確認された。また、外ケーブル補強工法の設計基準において、定着装置は設計荷重作用時と終局荷重作用時の状態を照査することが定められており、設計荷重作用時には、定着装置が弾性挙動を示す範囲に抑えることが定められていることが確認された。したがって、定着装置の耐荷性能を評価するにあたって、定着装置の最大耐力の検討に加えて、定着装置が弾性挙動を示す限界についての検討が必要である。
- 3) 桁間定着装置を用いた外ケーブル補強工法を実橋へ適用するにあたっては、オーバープレストレスにより落橋した事例を踏まえると、補強後の応力状態を検討することが重要と考えられる。また、既往の研究事例において、外ケーブルが大容量となる場合や外ケーブルが主桁の片側のみに配置される場合には、定着部付近の既設主桁に大きな引張応力が作用することが認められており、本研究においても既設主桁に与える影響を検討する必要があると考えられる。
- 4) PC 桁のモニタリング事例では、実橋における様々な外乱に伴う計測値のばらつきをできる限り低減し、性能低下に起因する計測値の変動を抽出できるよう配慮していることが認められた。したがって、外ケーブル張力モニタリング方式によるモニタリングを検討するにあたり、計測値のばらつきの低減に十分配慮することが重要と考えられる。また、モニタリング事例では、計測値に応じて多段階の管理レベルが設定され、構造物の異常を検知するだけでなく、構造物の供用を制限するための判断材料としてモニタリングが活用されていた。このことから、外ケーブル張力モニタリング方式の管理方法を検討する際に、供用制限する管理値について検討し、モニタリングを有効に活用するのがよいと考えられる。

【参考文献】

- 1) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書 設計編，2008.4
- 2) 奥野喜久，近藤拓也，山本貴士，宮川豊章，アンボンド PC 梁の曲げ耐荷性能に与える PC 鋼材腐食の影響，第 20 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.33-38，2011.10
- 3) 長田光司，本間淳史，佐藤正明，池田尚治：PC 橋の補修・補強技術，コンクリート工学，Vol.43，No.12，pp.18-25，2005.12
- 4) 前田友章，徳永光宏，田所敏弥，谷村幸裕：鋼材破断時の付着特性に着目した PC 梁の曲げ耐力に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.529-534，2010.7
- 5) 塩原等：コンクリートとコンクリートの接合，コンクリート工学，Vol.34，No.6，pp.14-24，1996.6
- 6) Prestressed Concrete Institute：PCI Design Handbook，Precast and Prestressed Concrete. 6th ed，2004
- 7) Philip W. Birkeland, Haward W Birkeland：Connections in Precast Concrete Construction，Journal of the ACI，pp.345-368，1966.3
- 8) American Concrete Institute(ACI) Committee 318：Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-11)，2012.8
- 9) 石原誠一郎，三橋博三，金子佳生，森浩二，内井栄二：コンクリート打継ぎ部のせん断破壊過程に関する実験的研究—マイクロメカニクスによる考察—，日本建築学会構造系論文集，No.574，pp.181-187，2003.12
- 10) 石原誠一郎，三橋博三，金子佳生：コンクリートのせん断破壊におよぼす局所化領域の影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.985-990，2004.
- 11) 石原誠一郎：コンクリート打継ぎ部の破壊メカニズムの解明とその応用，東北大学学位論文，2004.3
- 12) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書 設計編，2013.4
- 13) 氏家勲，吉田徳克，森下重和：コンクリートの打継目の引張せん断応力下の強度特性の評価，材料，Vol.47，No.1，pp.73-78，1998.1
- 14) 槇谷貴光，香取慶一，林静雄：コンクリート打継ぎ面における表面粗さの評価とせん断力伝達能力に関する実験研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.17，No.2，pp.171-176，1995.6
- 15) 古市耕輔，青木一二三，宮越雄幸，平洋平：高圧水により処理したコンクリート接合面のせん断耐力に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.613-618，2000.6

- 16) 石原誠一郎，三橋博三，立松和彦，山崎順二：鉄筋を配したコンクリート打継ぎ部のせん断挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.625-630，2000.6
- 17) 引寺隆世，OnurGedik，栗田康平，田才晃：ウォータージェット処理を施したコンクリート接合面の表面粗さが接合面せん断耐力に与える影響に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp.1021-1026，2011.7
- 18) 武井一夫：コンクリート打継ぎ面の界面粗さの評価方法—界面粗さの形状とせん断伝達—日本建築学会構造系論文集，No.455，pp.7-16，1994.1
- 19) 黒田洋子，八木敏行，飯塚正義：すべり発生前後におけるプレキャスト部材圧着接合面の摩擦に関する一考察，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，1998.6
- 20) 高津比呂人，上林厚志，太田義弘，木村英樹：高強度コンクリートを用いた PCa 圧着接合部のせん断伝達耐力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.661-666，2005.6
- 21) 日本建築学会：プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説，2015.2
- 22) Norbert Randl : Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010, Structural Concrete, Vol.14, No.3, pp.230-241, 2013.9
- 23) Bujadham B, Maekawa K. : Qualitative Studies on Mechanisms of Stress Transfer Across Cracks in Concrete, Proc.of JSCE, No.451/V-17, pp.227-287, 1992.8
- 24) 土木学会：〔平成 8 年制定〕コンクリート標準示方書改訂資料，コンクリートライブラリー85，1996.8
- 25) 魚本健人，峰松敏和：コンクリートのせん断強度試験方法に関する基礎的研究，コンクリート工学，Vol.19，No.4，pp.16-27，1981.4
- 26) 日本コンクリート工学協会：JCI 基準集，2004.4
- 27) 東洋一，磯健一：組み合わせ荷重によるコンクリートのせん断強度試験方法（案），コンクリート工学，Vol.23，No.3，pp.17-28，1985.3
- 28) プレストレスト・コンクリート建設業協会：外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル（案）〔改定版〕，2007.4
- 29) 野島昭二，會澤信一，佐藤正明，吉田光秀：外ケーブル補強に関する補強効果の経時的検証，第 13 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.461-466，2004.10
- 30) 西川孝一，石村勝則，野島昭二，江良和徳：ケーブルにより補強する PC 合成桁橋の補強効果の検証，第 13 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.451-456，2004.10
- 31) プレストレストコンクリート工学会：コンクリート構造診断技術，2014.4

- 32) 今井富士夫，渡辺宏明，山下孝太郎，中澤隆雄：摩擦接合された RC ブラケットのすべり性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，vol.25，No.2，pp.973-978，2003.6
- 33) 浅井洋，長田光司，野島昭二，藤原保久，池田尚治：外ケーブル補強工法定着部に関する検討，土木学会論文集 E，Vol.63，No.2，pp.223-234，2007.4
- 34) 中村敏之，杉山真一，小野秀雄，福井正：既設 PC 橋における外ケーブル方式補強工法の定着部構造，コンクリート工学年次論文集，pp.1417-1422，vol.33，No.2，2011.7
- 35) 小川景一郎，源弓枝，西川直治，川原真樹：外ケーブル片側緊張による定着部近傍の補強について，第 19 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.21-24，2010.10
- 36) 三浦尚，見波潔，西川和廣，松村英樹：暮坪陸橋の塩害による損傷と対策－③補強後の載荷試験と長期監視体制－，橋梁と基礎，pp.39-47，1994.1
- 37) 小林憲一，大平英生，登石清隆，羽田伸介：妙高大橋の PC ケーブル破断調査と対策，橋梁と基礎，pp.32-38，2011.9
- 38) 早川博，樋口徳男，高瀬英樹，登石清隆，渡辺浩二，伊藤裕章：妙高大橋の継続追跡調査，橋梁と基礎，pp.41-46，2015.3
- 39) 土木学会コンクリート委員会：垂井高架橋の損傷に関する調査特別委員会最終報告書，2008.3
- 40) 土木学会技術推進機構：垂井高架橋モニタリング評価委員会（中間報告書）2012.5
- 41) Fricker S and Vogel T：Site installation and testing of a continuous acoustic monitoring, Construction and Building Materials, Vol.21， pp.501-510，2007
- 42) Vogel T, Schechinger B, Fricker S：Acoustic Emission Analysis as a Monitoring Method for Prestressed Concrete Structures，Proceedings of EC NDT 9th European conference on NDT，2006

第3章 新旧コンクリート界面のせん断伝達機構に関する研究

3.1 概説

桁間定着装置は、新旧コンクリート界面である下フランジハンチ面のせん断伝達耐荷力によって外ケーブルの張力に抵抗する構造である。このことから、定着装置の耐荷性能を評価するためには、新旧界面のせん断伝達機構を評価することが重要である。しかし、既往の研究において、接合鉄筋を配置しない新旧界面に、圧縮力が作用した場合のせん断伝達機構を詳細に検討した例は少ない^{1),2)}。特に、外ケーブルの定着装置の現行の設計基準³⁾においては、設計荷重時に定着装置が弾性挙動となるよう設計することが定められており、新旧界面も弾性範囲で挙動することが求められているが、既往の研究では、定着装置の全体挙動として弾性挙動を示す範囲を実験的に検討しているのみで、新旧界面という部分的な要素に着目した検討は行われていないのが現状である⁴⁾。そこで、3.2 では、圧縮応力作用下における新旧界面のせん断伝達機構の評価を目的としたルーマニア式せん断実験の概要について述べ、3.3 にて実験結果および考察について述べる。

また、桁間定着装置は、緊結用 PC 鋼材の緊結力が傾斜したハンチ面に作用することから、圧縮応力が傾斜した新旧界面に作用する場合のせん断伝達性能を検討する必要がある。さらに、桁間定着装置は、PCI 形桁のハンチ面が小さいため定着装置の寸法が大きくなる傾向にあるが、実橋に適用する際の施工性を考慮すると、コンパクトな寸法とするのが望ましく、ハンチ面に高い圧縮応力を作用させることが有効な手段となる可能性がある。このため、高い界面垂直応力が作用した新旧界面のせん断伝達性能を検討するのがよいと考えられる。これらを踏まえて、3.4 では、 $10\sim 30\text{N/mm}^2$ の高い界面垂直応力が作用する新旧界面のせん断伝達性能の評価と、圧縮応力が傾斜した新旧界面に作用する場合のせん断伝達性能の評価を目的とする二面せん断実験の概要について述べ、3.5 にて、二面せん断実験の結果と考察について述べる^{5),6)}。さらに、3.6 では、高い界面垂直応力が作用する場合の新旧界面の FEM 解析モデルを、二面せん断実験の供試体を対象に検討した結果について述べる⁷⁾。3.7 では、本章の検討で得られた知見についてまとめる。

3.2 ルーマニア式せん断実験概要

3.2.1 実験供試体

本実験の供試体形状を図 3.1 に示す。供試体は、無筋コンクリート製で、幅 $100\text{mm}\times$ 高さ 100mm 、長さ 400mm の角柱供試体とした。コンクリートの配合を表 3.1 に示す。供試体は長さ 200mm 部分を先打ち部として打設し、新コンクリートとの過度の付着を防止するため、約 1 カ月間の気中養生を行った。その後、新旧界面にショットブラストによる表面処理を行った後、後打ち部のコンクリートを打設して供試体を製作した。なお、本実験は、第 4 章で実施する定着部の小型供試体実験における基礎実験としての目的も有しており、供試体に用いたコンクリートは、小型供試体のコンクリートと同バッチのものをを用い

た．ブラストも，同じ機材，材料（アルミナ粉），仕様（噴射密度：70kg/m²/分）で実施した．なお，先打ち部のコンクリートは，小型供試体の主桁部に相当し，目標圧縮強度は既設主桁に一般に適用されている 40N/mm² とした．また，後打ち部は，定着装置部に相当し，目標圧縮強度を 60N/mm² とする高流動コンクリートを用いた．また，本実験では，曲げ破壊の防止を目的として，上下面を炭素繊維シート（目付け量：600g/m²，引張弾性率：245kN/mm²）により補強した．なお，炭素繊維シート補強におけるシート積層数は設計計算結果から界面垂直応力に応じて定めた．

ここで，実験の供試体一覧を表 3.2 に示す．本実験では，新旧界面の処理状態および界面垂直応力を変化させた．新旧界面の処理方法は，ショットブラストによる A タイプと，ブラスト後にコンクリート型枠用の剥離剤を塗布して，ブラストの凹凸性状は有するが付着力が小さい B タイプの 2 通りを考慮した．これは，第 4 章の小型供試体実験にて，新旧界面の付着力の違いが定着装置の耐荷性能に与える影響を評価することを考慮したためである．また，界面垂直応力は，桁間定着装置における一般的な適用範囲として，4～10N/mm² を考慮した．

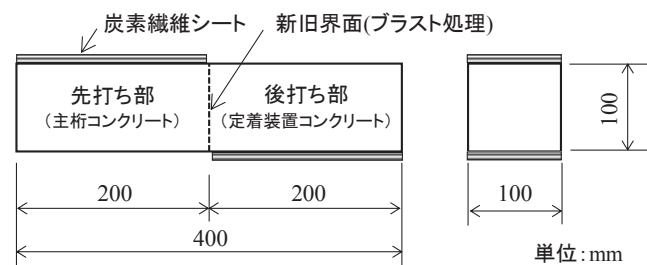


図 3.1 供試体形状と寸法

表 3.1 コンクリート配合

(a) 先打ち部（主桁）

粗骨材 最大寸法 Gmax (mm)	スランプ [®] sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨 材率 s/a (%)	単位量(kg/m ³)							
					水 W	セメント C	細骨材		粗骨材		混和剤	
							S1	G1	G2	高性能 減水剤	AE 剤	
20	15	39	4.5	46.6	150	385	849	579	386	2.80	1.50	

(b) 後打ち部（定着装置，床板）

粗骨材 最大寸法 Gmax (mm)	スランプ [®] フロー sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨材 材率 s/a (%)	単位量(kg/m ³)						
					水 W	セメント C	細骨材	粗骨材		混和剤	
							S1	G1	G2	高性能 減水剤	AE 剤
15	50	35	4.5	53.0	170	486	888	-	781	4.37	1.50

表 3.2 供試体一覧

新旧界面の 処理方法	界面垂直 応力 (N/mm ²)	炭素繊維シート 積層数	供試体数	記号
A タイプ (ブラスト)	4	3	2	A-4-① , A-4-②
	7	4	2	A-7-① , A-7-②
	10	5	2	A-10-① , A-10-②
B タイプ (ブラスト+剥 離剤)	4	3	2	B-4-① , B-4-②
	7	4	2	B-7-① , B-7-②
	10	5	2	B-10-① , B-10-②

3.2.2 実験方法

実験方法は過去に提案されているルーマニアせん断試験を参考にした⁸⁾。ルーマニアせん断試験は、比較的、試験装置が簡便となる利点を有する一方、破壊が載荷点を結ぶ面となりやすく、破壊計算断面と実際の破壊面が異なることなどを理由に採用された例は多くはない。しかし、破壊断面が中央の検討断面となる場合には、FEM 解析から最も理想的なせん断応力を作用させることができると評価されている⁸⁾。また、ルーマニアせん断試験は一体で打設したプレーンコンクリートのせん断強度を評価することを意図した方法であるが、本実験では、中央断面に弱い新旧界面をあらかじめ設けることから、破壊面が検討断面に近くなる可能性が高いと考え、この試験方法を参考とすることにした。

ここで、本実験のせん断実験概要図を図 3.2 に示す。界面垂直応力は、供試体側面に設置した 4 本の PC 鋼材の緊張力により導入した。なお、載荷試験中の界面垂直応力を一定に保持することを目的に PC 鋼材の端部には、皿バネを設置した。その後、逆対称モーメントを作用させて、力学上、新旧界面にせん断力のみを作用させて載荷を行った。なお、載荷荷重 P を作用させた場合には、新旧界面に $(15/19)P$ のせん断力が作用する。載荷試験時の状況を写真 3.1 に示す。載荷は単調載荷とし、載荷速度は試験機のクロスヘッド位置で $0.15 \sim 0.2 \text{ mm/min}$ とした。供試体は新旧界面に鉄筋等を配置していないことから、急激な滑動が生じることが想定され、滑動量が大きく供試体が不安定となった場合には、その段階で載荷を終了した。一方、滑動量が小さく再載荷が可能な場合には、滑動量が 2 mm に達するまで載荷を継続した。計測項目は、変位および PC 鋼棒の張力とした。変位は新旧界面を跨いだ 2 つの標点の、

鉛直方向のすべり変位と水平方向のひび割れ幅をクリップゲージにより計測した。クリップゲージの設置状況を写真 3.2 に示す。また、PC 鋼棒の張力はロードセルにより計測した。

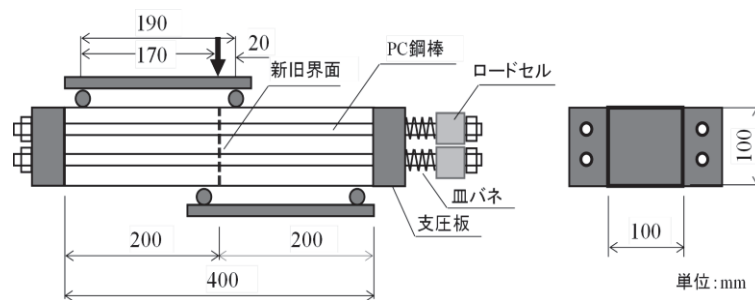


図 3.2 せん断実験概要図



写真 3.1 載荷試験状況

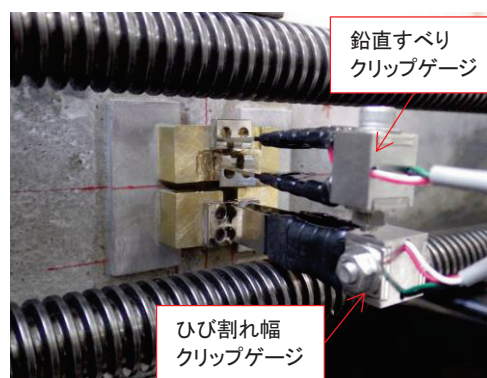
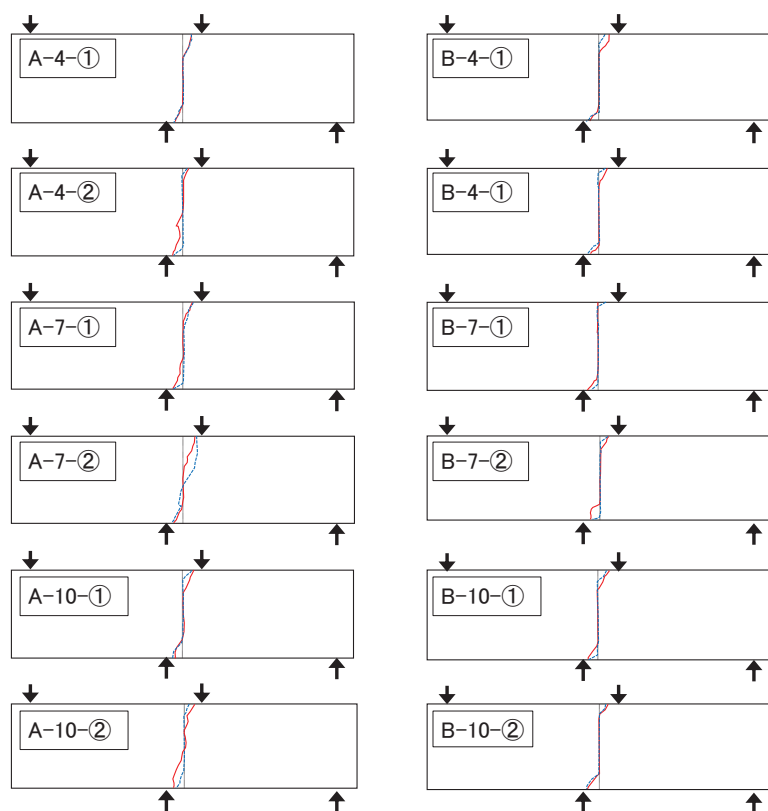


写真 3.2 クリップゲージ設置状況

3.3 ルーマニア式せん断実験の結果および考察

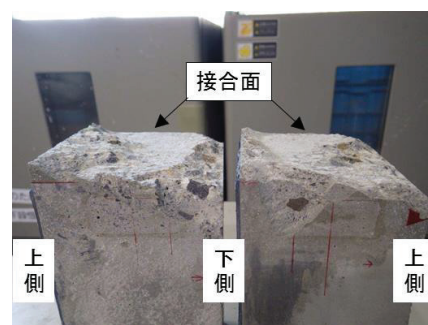
3.3.1 滑動性状

実験の結果、すべての供試体において最大荷重に到達した後、新旧界面を含むひび割れ面において、荷重低下を伴って滑動する挙動を示した。試験終了後のひび割れ性状および滑動面の状態の一例を図 3.3、写真 3.3 に示す。まず、剥離剤を塗布した B タイプの供試体のひび割れは、概ね新旧界面に生じており、上下端部のみ載荷点方向への斜めひび割れが生じる性状であった。一方、剥離剤を塗布していない A タイプの供試体では、逆対称位置にある 2 つの載荷点を結ぶ面近傍での斜めひび割れが、B タイプに比べて卓越し、界面垂直応力が大きいほどその傾向が顕著であった。これは、A タイプでの新旧界面での付着が良好であり、斜めひび割れが先行したためと考えられる。したがって、写真 3.3 に示すように、B タイプの滑動面は概ねブラスト処理状態の新旧界面となっているが、A タイプでは斜めひび割れ面が占める割合が大きくなっており、滑動面の凹凸性状は大きく異なることが認められた。ここで、滑動面の特徴を表 3.3 に示す。斜めひび割れは、骨材とセメントペーストの間の遷移帯を含むことが多く、斜めひび割れ面の凹凸性状は、骨材の分布状況に応じた凹凸が混在する性状となっていたことが認められた。また、A タイプ供試体の、鉛直部分の滑動面においても、ブラスト処理面ではなく、新旧界面付近に生じたひび割れ面を含むことが認められた。

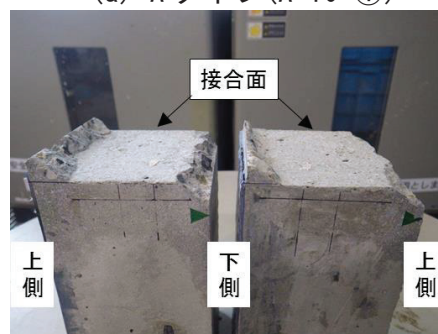


※ 実線(赤)は手前側表面のひび割れ、点線(青)は奥側表面のひび割れを示す

図 3.3 ひび割れ性状



(a) A タイプ (A-10-①)



(b) B タイプ (B-10-②)

写真 3.3 滑動面の状態

表 3.3 滑動面の特徴

	新旧界面処理方法		備考
	A タイプ	B タイプ	
斜めひび割れ性状	<ul style="list-style-type: none"> ・ B タイプに比べて斜めひび割れが卓越 ・ 界面垂直応力が高いほど、斜めひび割れが卓越 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 上下端部のみ斜めひび割れ 	斜めひび割れ面は、粗骨材に起因する凹凸が混在
鉛直ひび割れ面の性状	<ul style="list-style-type: none"> ・ ブラスト処理面に、新旧界面付近のひび割れ面が含まれる 	<ul style="list-style-type: none"> ・ ブラスト処理面 	

表 3.4 セン断実験結果一覧

供試体 名称	f_c (N/mm ²)		導入 張力 (kN)	界面 垂直 応力 σ_n (N/mm ²)	載荷 速度 (mm/min)	弾性限界			耐力		
	先打 ち部	後打 ち部				荷重 (kN)	せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm ²)	最大 荷重 (kN)	せん断 耐力 (kN)	せん断 強度 (N/mm ²)
A-4-①	59.5	73.3	40	4.0	0.2	108.4	85.6	8.56	133.5	105.4	10.54
A-4-②			40	4.0	0.15	90.0	71.1	7.11	124.2	98.1	9.81
A-7-①			70	7.0	0.15	114.9	90.7	9.07	162.8	128.5	12.85
A-7-②			70	7.0	0.15	104.5	82.5	8.25	163.9	129.4	12.94
A-10-①			100	10.0	0.15	152.4	120.3	12.03	200.4	158.2	15.82
A-10-②			100	10.0	0.2	129.4	102.2	10.22	231.4	182.7	18.27
B-4-①			40	4.0	0.2	43.3	34.2	3.42	74.4	58.7	5.87
B-4-②			40	4.0	0.15	35.7	28.2	2.82	60.1	47.4	4.74
B-7-①			70	7.0	0.15	74.5	58.8	5.88	115.5	91.2	9.12
B-7-②			70	7.0	0.15	68.5	54.1	5.41	117.9	93.1	9.31
B-10-①			100	10.0	0.15	-	-	-	(158.1)	(124.8)	(12.48)
B-10-②			100	10.0	0.2	97.8	77.2	7.72	150.7	119.0	11.90

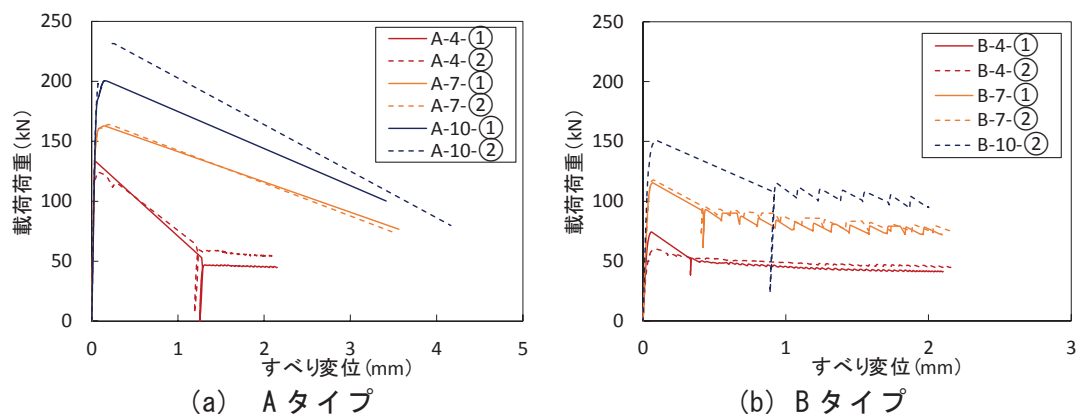
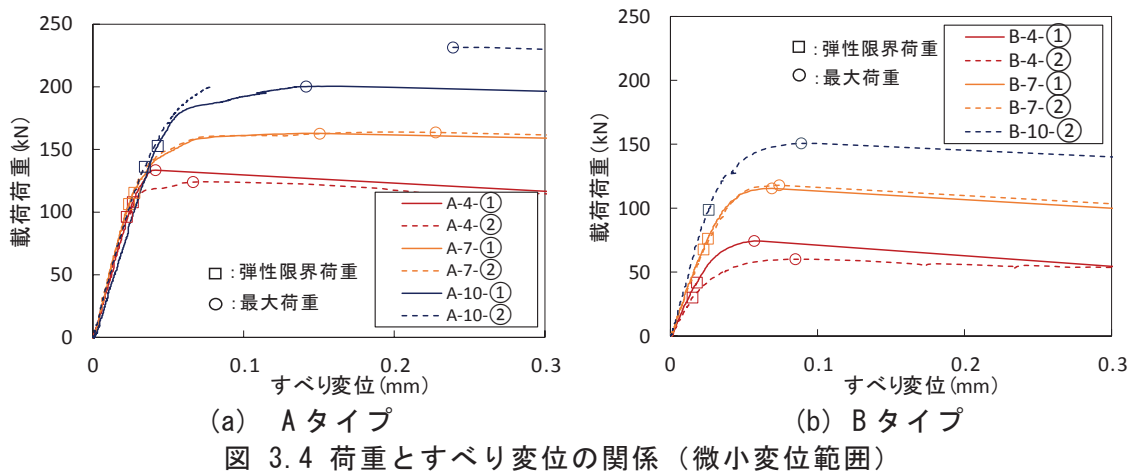
※B-10-①は、偏心載荷の影響が大きいため参考値とした

ここで、実験結果の一覧を表 3.4 に示す。なお、弾性限界は、3.3.2 で示すすべり変位と荷重の関係から、線形関係と認められる限界荷重から抽出した値を示している。結果の詳細は、次項以降で詳述するが、弾性限界荷重および最大荷重は、B タイプに比べて A タイプが大きく、界面垂直応力が大きくなるほど増加する結果を示した。

3.3.2 荷重とすべり変位の関係

荷重とすべり変位の関係を A タイプと B タイプに分けて、微小変位の範囲については図 3.4 に、滑動後の変位も包括する範囲については図 3.5 に示す。なお、A-10-②は計測器の不備で 200kN 以上の荷重の計測ができていなかった。なお、最大荷重は実験時に確認しており、この値を用いて図を一部修正している。また、B-10-①は偏心して載荷したことにより、適切な実験とならなかったことから、実験データから割愛した。

図 3.4 より、A タイプ、B タイプともに、載荷の初期段階では、荷重とすべり変位は線形関係を示すが、ある荷重（弾性限界荷重と称する）からすべり変位が増加しはじめて非線形性を示した。この段階において、微小なひび割れ面が滑動面を形成し、滑動面にお



ける摩擦抵抗により耐荷しているものの、滑動面での微小なすべりが生じ始めたものと考えられる。さらに、荷重を増加させると、すべり変位がさらに増加しながら最大荷重に至り、新旧界面付近のひび割れ面で荷重低下を伴い滑動した。

次に、界面垂直応力の影響を確認すると、界面垂直応力を大きくすることによって、摩擦抵抗が大きくなるため、弾性限界荷重および最大荷重が増加することが認められた。また、A タイプの初期剛性は、界面垂直応力の大きさに関わらず概ね同等であるが、B タイプでは界面垂直応力が大きいほど初期剛性が増加することが認められた。これは、A タイプでは新旧界面での付着力が大きく、付着が消失する、あるいはひび割れが貫通するまで、すべり変位が生じないのに対し、B タイプは剥離剤の塗布により付着力が小さく、載荷初期の段階で付着が消失して摩擦抵抗により耐荷するものの、微小なすべりが生じたためと推察される。したがって、新旧界面の付着が消失した場合には微小なすべりが生じやすいが、界面垂直応力が大きいほど、微小なすべりを抑制できることを示すものと考えられる。また、最大荷重時のすべり変位は A タイプが 0.05~0.25mm で、B タイプの 0.05~0.1mm に比べて大きい傾向となっている。これは、A タイプの滑動面は B タイプに比べ、斜めひび割れの影響で滑動面における凹凸が大きくなったことに起因すると考えられる。

また、図 3.5 から、滑動に伴うすべり量は、A タイプの方が B タイプに比べて大きく、

界面垂直応力が大きいほど、大きくなる傾向があった。すなわち、滑動面の凹凸が大きいほど、界面垂直応力が大きいほど、滑動に伴うすべり量が大きくなると考えられる。また、滑動に伴うすべり量が 2mm 以下であった供試体は、载荷を継続したところ、最大荷重より小さい荷重ですべり変位が漸増する挙動を示した。なお、図 3.5 (b) から、界面垂直応力が大きいほど、一度滑動した後にはすべりが生じる荷重は大きくなることが認められた。

3.3.3 荷重とひび割れ幅の関係

荷重とひび割れ幅の関係を A タイプと B タイプに分けて、微小変位の範囲について図 3.6 に、滑動後の変位も包括する範囲について図 3.7 に示す。すべての供試体において、荷重の増加に伴って、ひび割れ幅が増加することが認められた。これは、図 3.8 に示すように、ひび割れ面でのすべりが生じるときに、ひび割れ面の凹凸を相対する凹凸が乗り越えることに起因するものと考えられる⁹⁾。なお、最大荷重時のひび割れ幅は、A タイプで 0.03mm～0.15mm、B タイプでは 0.02mm と、A タイプが B タイプに比べて大きい結果となった。これは、荷重とすべり変位の関係と同様に、A タイプの滑動面は斜めひび割れの影響で滑動面の凹凸性状が大きくなったことによるものと考えられる。

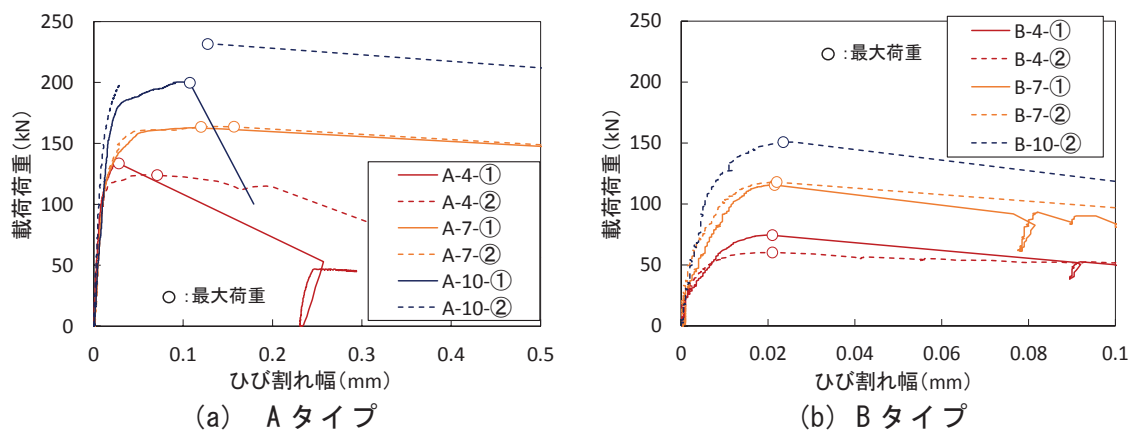


図 3.6 荷重とひび割れ幅の関係（微小変位範囲）

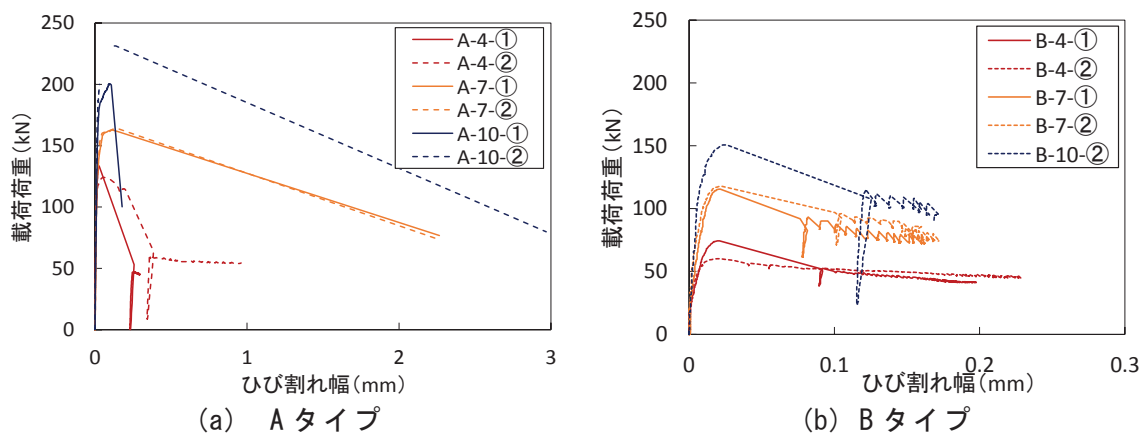


図 3.7 荷重とひび割れ幅の関係

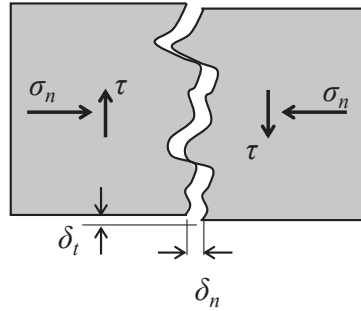


図 3.8 ひび割れとせん断伝達の概念図

3.3.4 荷重と PC 鋼棒張力の関係

荷重と PC 鋼棒の張力変動量の関係を A タイプと B タイプに分けて図 3.9 に示す. なお, PC 鋼棒の張力変動量には 4 本の PC 鋼棒張力の総和を示した. PC 鋼材の張力は, ある荷重段階から増加している. これは, 図 3.8 のように, ひび割れ幅が増加することにより, PC 鋼材の定着間距離が大きくなるためと考えられる. このため, 荷重とひび割れ幅の関係で認められた傾向と同様に, 最大荷重時の張力増加量は A タイプが大きく, B タイプが小さい. また, 本試験では界面垂直応力が一定となるように皿バネを設置しているが, 最大荷重時の PC 鋼材の張力は, A タイプの供試体で最大で約 7kN, B タイプでは約 1kN 増加した. 新旧界面に作用する圧縮応力に換算するとそれぞれ 0.7N/mm^2 と 0.1N/mm^2 の増加量となり, 導入した界面垂直応力に対して最大で 1 割程度と小さい. このことから, 載荷中における新旧界面の圧縮応力を保持するという仮定は, 概ね満足していることが認められ, せん断強度等の評価にあたっては, ひび割れ幅の増加に伴う界面垂直応力の増加分は考慮しないこととした.

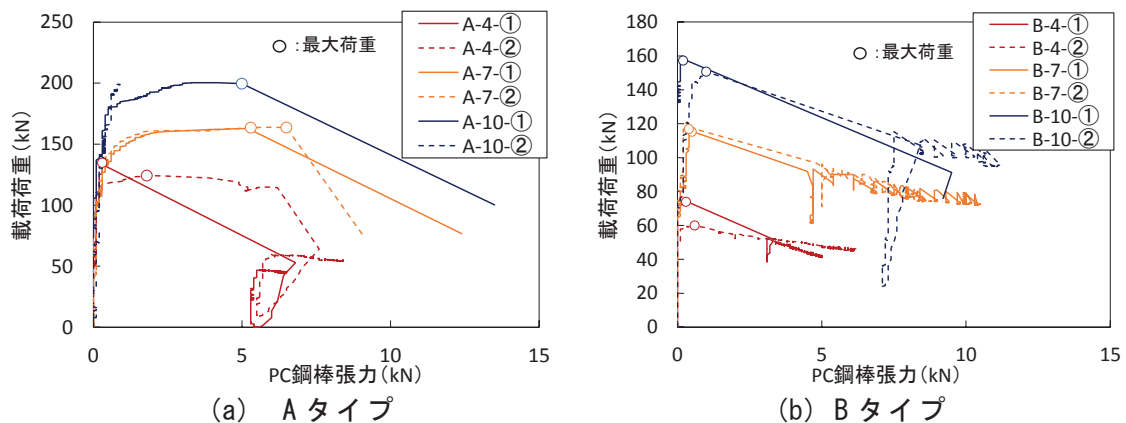


図 3.9 荷重と PC 鋼棒張力の関係

3.3.5 セン断伝達挙動の評価

3.3.1～3.3.4の結果を踏まえて、本供試体の最大荷重に至るまでのせん断伝達挙動について推察する．せん断伝達挙動の概要図を図 3.10 に示す．はじめに，A，B タイプで共通の挙動について述べる．圧縮応力が作用する新旧界面にせん断力が作用すると，初期段階では，新旧界面の付着抵抗や摩擦抵抗により線形挙動を示す．せん断力を増加させると，新旧界面または周辺部のコンクリートに微細なひび割れの発生，伝播が生じ，滑動面を形成するようになる．さらに，せん断力が増加すると，滑動面での微小なすべり変位やひび割れ幅が増加し始めて非線形の挙動を示すようになる（弾性限界せん断応力）．さらに，せん断力を増加させると，すべり変位やひび割れ幅が増加しながら最大荷重に至り，荷重低下を伴ってひび割れ面で滑動が生じる挙動を示した．

ここで，圧縮応力が作用する新旧界面のせん断伝達挙動について，圧縮が作用しない場合の既往の知見を含めて，その特徴を考察する．石原ら¹⁰⁾は，新旧界面に界面垂直応力を作用させない場合のせん断伝達挙動として，滑動面にひび割れが発生した瞬間に，荷重低下を伴って急激な滑動が生じる挙動となることを明らかにしている．さらに，約 2N/mm^2 の圧縮応力を作用させた場合には，ひび割れが発生した後も，さらに大きなせん断力に抵抗でき，界面垂直応力がせん断伝達メカニズムに大きな影響を与えることを報告している¹⁾．本実験では，界面垂直応力 10N/mm^2 までのせん断伝達挙動について検討を行い，この界面垂直応力の範囲においても，ひび割れ発生以降に摩擦抵抗に起因すると考えられる比較的安定したかつ大きな抵抗力を有していることが確認された．

なお，コンクリート標準示方書におけるせん断伝達耐力の計算式は，ひび割れ面のせん

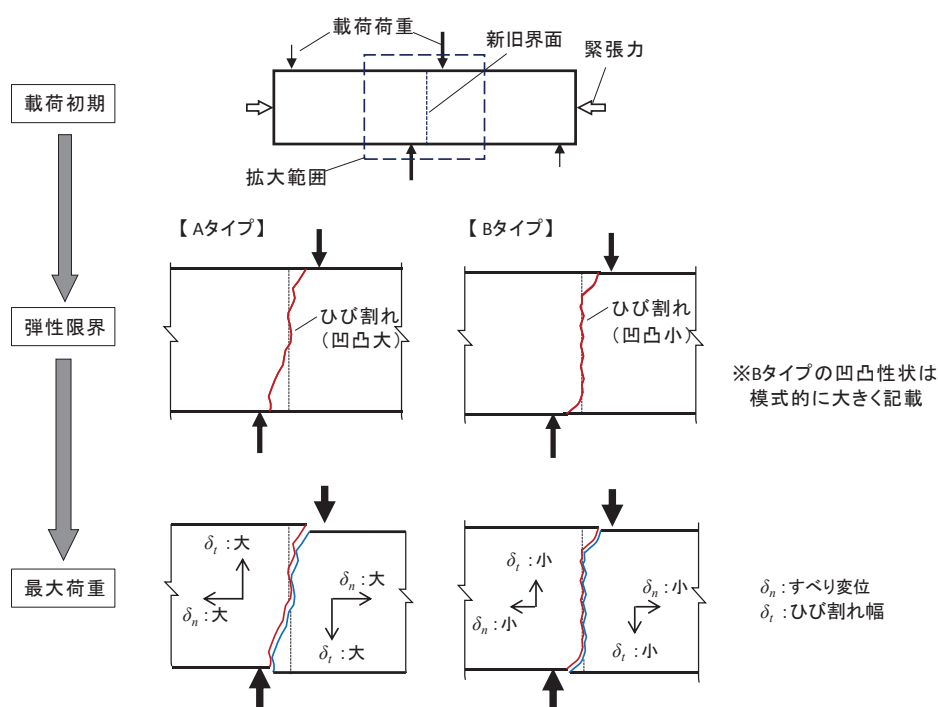


図 3.10 すべり挙動の過程

断伝達の考え方に基づいている¹¹⁾が、本実験の結果より、最大荷重時にはすでに新旧界面付近にひび割れが生じて滑動面を形成していると考えられることから、新旧界面のせん断伝達の評価に示方書の計算式を適用することの妥当性が認められた。

次に、新旧界面の処理方法ごとのせん断伝達挙動について述べる。ブラスト処理のみを実施した A タイプの供試体は、新旧界面での付着性能が良好であったため、新旧界面でのひび割れのほか斜めひび割れも卓越して、斜めひび割れを含む滑動面を形成した。このため、滑動面が部分的に傾斜するとともに、滑動面の凹凸性状は大きくなる傾向が認められた。一方、ブラスト処理後に剥離剤を塗布して、新旧界面の付着力を低下させた B タイプの供試体は、概ね新旧界面の全面で滑動面を形成したため、滑動面の凹凸性状は小さくなった。この滑動面の凹凸性状の差違により、すべり変位やひび割れ幅のせん断伝達挙動や耐荷力にも差違が生じ、最大荷重時におけるすべり変位、ひび割れ幅および最大荷重は、A タイプが B タイプに比べて大きくなったものと考えられる。

3.3.6 斜めひび割れを含む滑動面がせん断伝達性能に与える影響

A タイプの供試体では、新旧界面のひび割れのほか斜めひび割れを含む形で滑動面を形成した。ここで、斜めひび割れを含む滑動面となる場合に、以降に検討する新旧界面の弾性限界せん断応力およびせん断強度に与える影響を検討する。

まず、弾性限界せん断応力の考え方について述べる。弾性限界は滑動面を形成した段階と推察され、滑動面に斜めひび割れが含まれたのは、斜めひび割れ位置の強度が対象とする新旧界面に比べて相対的に小さかったためと考えられ、新旧界面ではそれ以上の弾性限界せん断力を有していたと考えられる。したがって、斜めひび割れが生じた場合の実験値は、新旧界面の弾性限界せん断応力を安全側に評価すると考えられることから、本研究では便宜的に実験値を見かけの値として評価することとした。

次に、せん断強度に与える影響について検討する。既往の研究において、ルーマニア式せん断実験のせん断強度は、間接一面せん断試験や直接二面せん断試験などの試験方法に比べて小さくなることが報告されている^{8),12)}。その原因としては、ルーマニア式せん断実験では、載荷点を結ぶ面の近傍で斜めひび割れが発生しやすく、この斜めひび割れに起因したものと指摘されている。すなわち、斜めひび割れを含む滑動面となる場合には、せん断強度が低下すると考えられる。

ここで、本実験を対象として簡易な構造計算を行うことにより、斜めひび割れによって滑動面が傾斜した場合の断面力を算出し、せん断強度に与える影響を推察することとした。滑動面が傾斜した場合の供試体に作用する力の模式図を図 3.11 に示す。

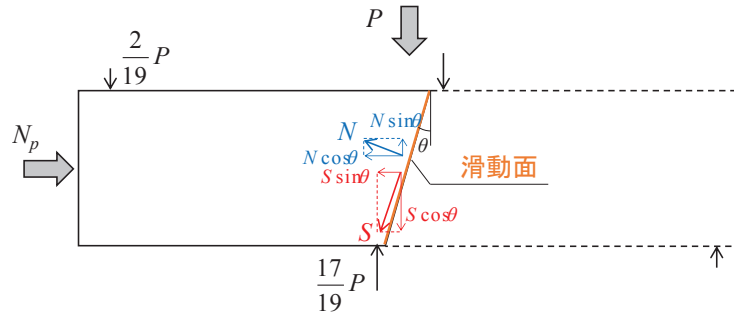


図 3.11 作用力の模式図

滑動面に垂直に作用する圧縮力 N ，せん断力 S は，鉛直方向と水平方向の力の釣り合いから，式 (3.1)，式 (3.2) のように導出される。

$$N = \cos \theta \cdot N_p - \sin \theta \cdot \frac{15}{19}P \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

$$S = \sin \theta \cdot N_p + \cos \theta \cdot \frac{15}{19}P \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに， N ：滑動面に垂直に作用する圧縮力(kN)， S ：滑動面に作用するせん断力， N_p ：PC 鋼棒の緊張力(kN)， P ：載荷荷重(kN)， θ ：滑動面の傾斜角($^{\circ}$)

式 (3.1)，(3.2) に基づき算出した断面力の，滑動面が垂直な場合に対する断面力比と，滑動面の角度の関係を図 3.12 に示す。なお，滑動面の断面力は PC 鋼棒の緊張力 N_p と載荷荷重 P に依存するため，ここでは A タイプの界面垂直応力 4，7，10N/mm² の各供試体において最大荷重が作用した状態の結果を示している。図より，滑動面の角度が大きくなるにしたがってせん断力 S は増加し，圧縮力 N は減少することが認められる。このことから，斜めひび割れにより滑動面が傾斜した場合には，滑動面の断面力の状態が異なって滑動が生じやすくなると考えられ，その最大荷重は垂直の場合に比べて低下すると考えられる。

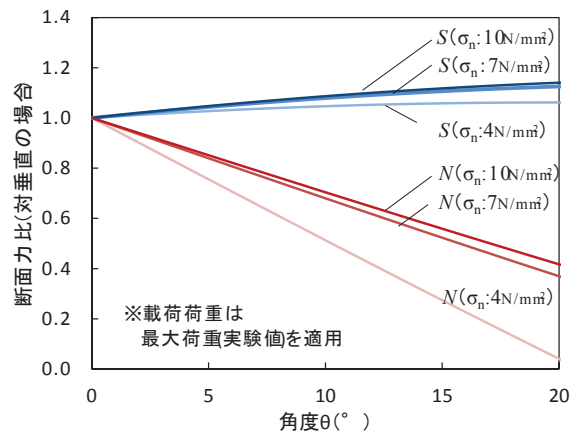


図 3.12 滑動面の傾斜角と断面力比の関係

なお，実験では，計算の前提のように滑動面が一定の傾斜角となっていないものの，斜めひび割れが生じることにより，最大荷重およびせん断強度は小さくなる傾向を有すると

考えられる．これらのことから，斜めひび割れが卓越した A タイプの実験値は，せん断強度を過小に評価すると考えられるが，安全側の評価となることを踏まえて，本研究では便宜的に実験値を見かけの値として評価することとした．

3.3.7 弾性限界せん断応力の評価

弾性限界荷重を荷重とすべり変位関係から抽出し，新旧界面の面積で除して応力に換算した値を弾性限界せん断応力と定義する．弾性限界せん断応力と界面垂直応力の関係を図 3.13 に示す．A タイプ，B タイプの供試体ともに，弾性限界せん断応力は界面垂直応力と正の相関が認められた．ただし，A タイプの供試体は斜めひび割れが生じたことから，弾性限界せん断応力も斜めひび割れの発生荷重やひび割れの凹凸性状に影響を受けたと考えられ，ばらつきが大きくなる傾向が認められる．なお，A タイプの摩擦係数（傾き）は，B タイプに比べて小さくなっているが，図 3.3 で示したように，A タイプの界面垂直応力 $7,10\text{N/mm}^2$ の供試体では斜めひび割れが卓越したことから，弾性限界せん断応力を過少に評価したことに起因するものと推察される．

また，付着力を低下させた B タイプの供試体は，A タイプに比べて弾性限界せん断応力が大きく低下することが認められた．したがって，新旧界面の付着力が弾性限界せん断応力に与える影響は大きく，弾性限界せん断力を高めるために新旧界面の付着力を確保することの重要性が改めて確認された．

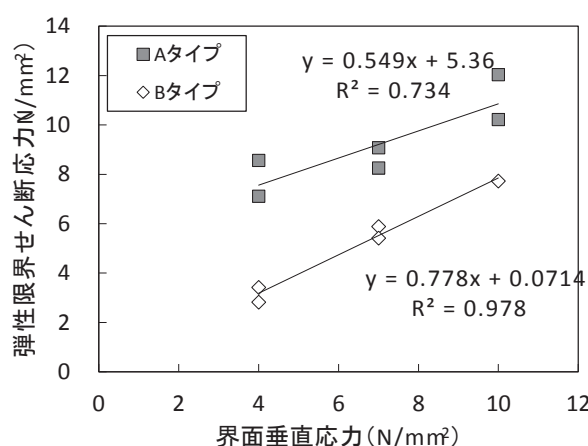


図 3.13 弾性限界せん断応力と界面垂直応力の関係

3.3.8 せん断強度の評価

最大荷重時のせん断力を新旧界面の面積で除して算出した新旧界面のせん断強度と界面垂直応力の関係を図 3.14 に示す．A タイプのせん断強度は B タイプに比べて総じて大きく，また，せん断強度は界面垂直応力と正の相関となることが認められた．A タイプのせん断強度が B タイプに対して大きいのは，A タイプの供試体の滑動面にひび割れ面を含む割合が増え，滑動面の凹凸が大きくなったことによるものと考えられる．なお，A タイプの滑動面の凹凸性状は B タイプに比べて大きいことから，摩擦係数も B タイプに比べて大きくなることが想定されたが，両タイプの摩擦係数は約 1.1 と同等の結果となった．この原因については，A タイプの界面垂直応力が $7, 10\text{N/mm}^2$ の供試体では，斜めひび割れが卓越し，せん断強度を過小に評価している可能性があり，界面垂直応力が大きい範囲でせん断強度を過小に評価したために，A タイプの摩擦係数は本来の値より小さく算出され，

その結果、Bタイプに近い値を示した可能性が考えられる。

次に、コンクリート標準示方書¹¹⁾に基づく計算値と比較して、実験値の妥当性を検証した。本検討で用いたせん断強度の計算式を式(3.3)に示す。式(3.3)は、式(2.3)に示した示方書の評価式を、設計上の安全係数を考慮せずに整理した式である。すなわち、示方書では、せん断面に垂直に作用する平均圧縮応力度の設計

値 σ_{nd} は、平均圧縮応力度の計算値 σ_n を2で除すことが定められているが、今回は実験値の評価を目的とするため、計算値 σ_n をそのまま用いることとした。また、コンクリートの圧縮強度 f'_c は、材料係数を考慮せず、材料試験結果をそのまま適用することとした。

$$\tau_c = \mu \cdot f'_c{}^b \cdot \sigma_n^{(1-b)} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに、 τ_c ：せん断強度(N/mm²)、 μ ：平均摩擦係数(=0.45)、 f'_c ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)、 b ：面性状を表す係数(ひび割れ面の場合は2/3、適切な打継ぎ処理を行った場合は1/2、打継ぎ処理を行わない場合は2/5)、 σ_n ：面に垂直に作用する平均圧縮応力度(N/mm²)

せん断強度の実験値と b の値を変化させた計算値の比較を図3.15に示す。なお、計算において、コンクリート強度は、圧縮強度が低い主桁側の59.5N/mm²を用いた。

剥離剤を塗布しないAタイプは、示方書に基づく $b=1/2$ の計算値と比較するのが妥当と考えられるが、計算値は実験値を過小に評価した。一方、 $b=2/3$ の計算値は実験値を比較的良い精度で評価した。これは、Aタイプの供試体の滑動面はひび割れ面が占める割合が増えたことから、滑動面の凹凸性状が大きくなったためと推察される。ただし、 $b=2/3$ の計算値においても、界面垂直応力 $\sigma_n=10\text{N/mm}^2$ の場合には、計算値は実験値を過小に評価する傾向が認められた。一方、剥離剤を塗布したBタイプは評価値 $b=2/5$ で概ね安全側に評価できることが

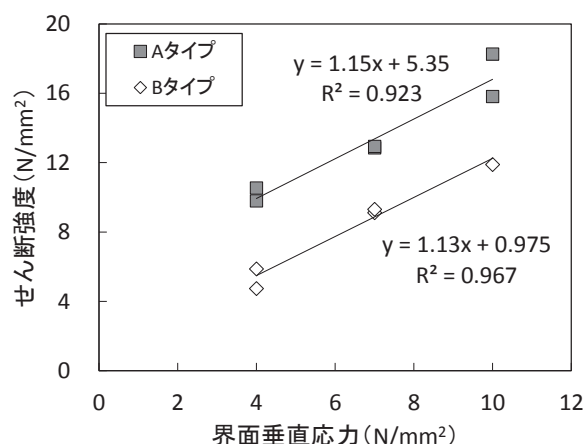


図 3.14 せん断強度と界面垂直応力の関係

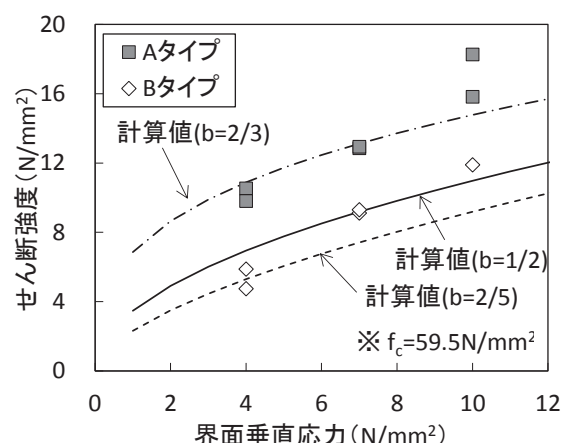


図 3.15 せん断強度の実験値と計算値の比較

認められた。ただし、 4N/mm^2 以上の圧縮応力下では、実験値を過小評価する傾向が見られた。これらのことから、実験結果におけるせん断強度は、界面垂直応力と直線関係となり、計算値は指数関数となるため、界面垂直応力によって多少の差は生じているものの、概ね実験値としての妥当性は有すると考えられる。

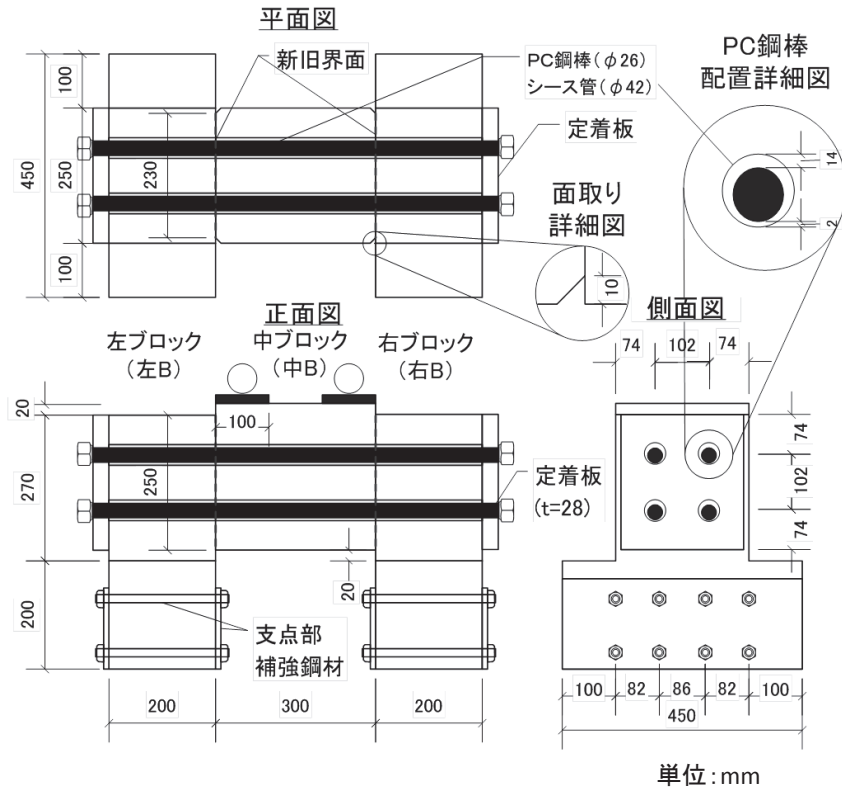
3.4 二面せん断実験概要

3.4.1 供試体種類および供試体形状

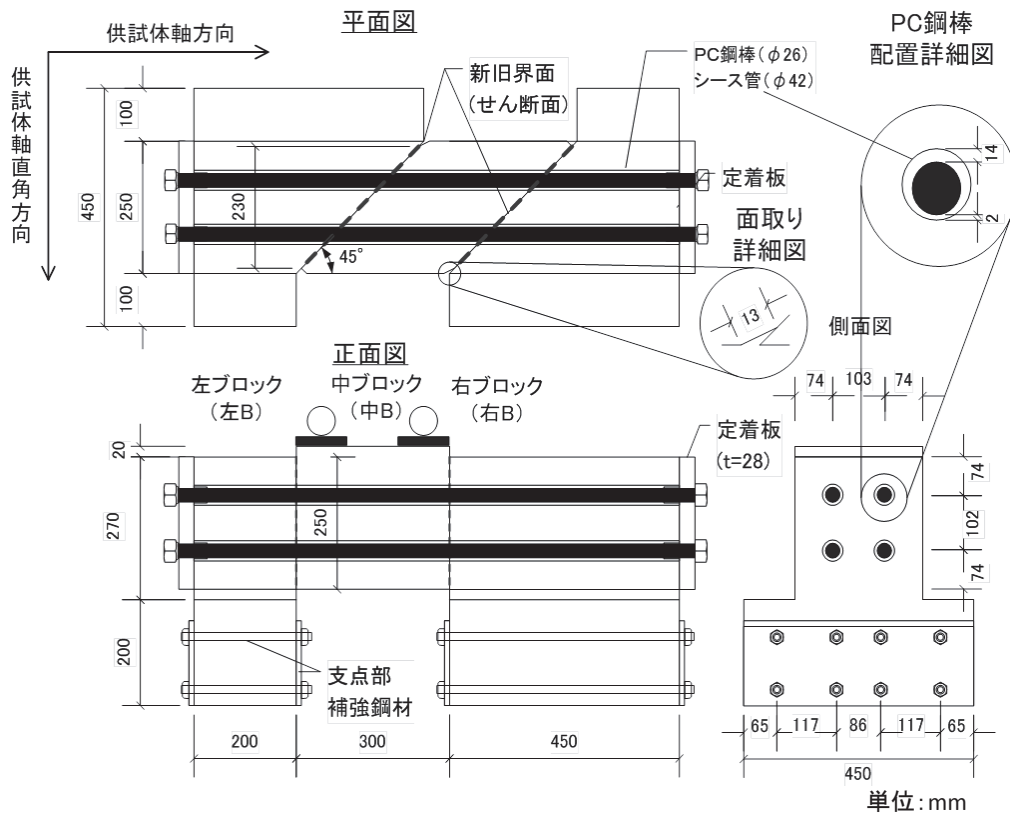
本実験では、 $10\sim 30\text{N/mm}^2$ の高い界面垂直応力が作用する場合の新旧界面のせん断伝達性能、および圧縮応力が傾斜した新旧界面に作用する場合のせん断伝達性能の検討を目的に、せん断実験を実施した。実験方法は高い圧縮応力を作用させることを考慮して、二面せん断実験を参考とした。なお、二面せん断実験は、試験結果のばらつきが小さく、検討断面で滑動しやすい実験方法と評価されている⁸⁾。

本実験の供試体形状および載荷方法を図 3.16 に示す。供試体形状は、圧縮応力が新旧界面に垂直に作用する場合（形状 a）と、圧縮応力が 45° 傾斜した新旧界面に作用する場合（形状 b）を考慮して 2 種類設定した。実験では水平方向の PC 鋼棒を緊張することにより、界面垂直応力を作用させ、載荷試験機の鉛直荷重により新旧界面にせん断力を作用させて行った。なお、新旧界面は $250\text{mm}\times 230\text{mm}$ の寸法とし、端部の欠けによる界面の面積の変動を防ぐため、界面の左右側面に面取りを設けた。また、供試体は載荷により左右ブロック支点付近での剥離が懸念されたため¹³⁾、支点部を拡幅し、貫通鉄筋および鋼板により補強した。また、新旧界面で滑動が生じた時に、PC 鋼棒が滑動を阻害しないように、 $\phi 42$ のシースを用いて PC 鋼棒と供試体の間の空きを確保した。

供試体の種類は表 3.5 の 11 体とした。実験のパラメータは、圧縮力と新旧界面の角度、界面垂直応力、コンクリートの圧縮強度、界面処理方法とした。圧縮力と新旧界面の角度は、圧縮力と新旧界面が直交する形状 a と、実橋におけるハンチ面の角度を考慮して、圧縮力と新旧界面の角度を 45° とした形状 b を考慮した。界面垂直応力は 10N/mm^2 以上の高い圧縮応力を作用させる供試体を中心に、 $1\sim 30\text{N/mm}^2$ の範囲で設定した。なお、形状 b の供試体の界面垂直応力は、形状 a の界面垂直応力 5、 20N/mm^2 の供試体の導入緊張力に基づいて設定した。コンクリートの圧縮強度は 40N/mm^2 と 60N/mm^2 を設定した。界面処理方法はショットブラストを基本として、処理無し（型枠面）も考慮した。



(a) 形状 a



(b) 形状 b

図 3.16 供試体の形状および載荷方法

表 3.5 供試体種類

供試体 No.	供試体 名称	供試体 形状	界面 垂直応力 σ_n (N/mm ²)	導入 緊張力 (kN)	コンクリートの 目標圧縮強度 f'_c (N/mm ²)		界面処理 方法
					左右 B	中 B	
1	a1-40-S	a	1	52	40		ブラスト
2	a5-40-S		5	262			
3	a10-40-S		10	525			
4	a20-40-S		20	1049			
5	a25-40-S		25	1312			
6	a20-60-S		20	1049	60		
7	a30-60-S		30	1574			
8	a20-50-S		20	1049	40	60	
9	a20-40-N			20	1049	40	
10	b5-40-S	b	2.5	262	40		ブラスト
11	b20-40-S		10	1049			

3.4.2 供試体製作

供試体は、はじめに旧コンクリートを模した左右ブロックを打設し、新旧界面にアルミナ粉によるショットブラスト（噴射密度：70kg/m²/分）を用いて界面処理を行った。そして、実橋の既設コンクリートの状況を想定して、界面での新旧コンクリートの過度の付着を防止するため、2週間以上の期間をあけ、新コンクリートを模した中ブロックを打設した。その後、載荷試験前に所定の界面垂直応力となるまで PC 鋼棒を緊張した。供試体に用いたコンクリートの配合および鋼材の材料物性を表 3.6、表 3.7 に示す。

表 3.6 コンクリートの配合

目標 圧縮 強度 (N/mm ²)	粗骨材 最大寸法 (mm)	スランプ ^a (cm)	空気量 (%)	水セメント 比 W/C (%)	細骨 材率 s/a (%)	単位量(kg/m ³)							
						水 W	セメント C	細骨材		粗骨材		混和材	
								川砂 S1	砕砂 S2	砕石 G1	砕石 G2	高性能減 水剤	AE 剤
40	20	12	4.5	47	48.0	160	340	429	434	477	477	1.77	0.051
60	20	12	4.5	35	38.5	158	451	326	330	537	537	2.48	0.090

表 3.7 鋼材の材料特性

鋼材	呼び名	記号	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
PC 鋼棒	φ 26	SBPR930/1180	1217	1322
鉄筋	D10	SD345	384	563
	D6	SD345	378	558

3.4.3 載荷試験方法

載荷試験にはコンピュータ計測制御式の鉛直載荷試験機を用いた。載荷速度は荷重制御方式により 1kN/s を基本としたが、界面垂直応力が小さい供試体 No.1, 2 は 0.3kN/s とした。また、No.1, 2 はポストピーク挙動を捉えることができる可能性があると考え、載荷途中で載荷速度 0.01mm/s の変位制御方式に切り替えた。供試体のひび割れは 100kN ごとに目視にて確認した。また、新旧界面に鉄筋等を配置していないことから、滑動は急激に生じると予想され、滑動量が概ね 10mm に達した場合はその段階で載荷を終了することとした。なお、滑動量が 10mm 以内の場合は載荷を継続することとした。載荷試験時の計測項目は、変位、PC 鋼棒張力、コンクリートおよび鉄筋ひずみとし、変位計、ひずみゲージの設置位置は図 3.17 のとおりとした。コンクリートゲージ、鉄筋ゲージは鉛直方向の同一位置に 3 枚ずつ(上, 中, 下)貼付した。

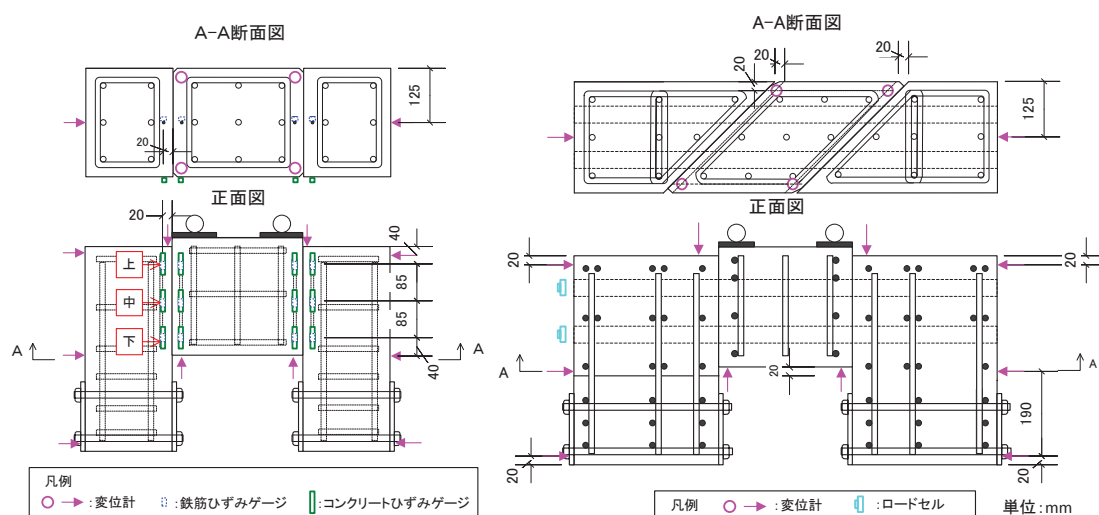


図 3.17 計測項目

3.5 二面せん断実験の結果および考察

3.5.1 荷重と変位の関係および滑動性状

はじめに、形状 a の供試体 No.1～9 の荷重と変位の関係を図 3.18 に示す。変位は中ブロック下端の 4 つの変位計の平均値を用いた。供試体 No.1, 7 を除き、すべての供試体で最大荷重に到達後、新旧界面で荷重低下を伴って急激に滑動する破壊性状を示した。供試体 No.1 は、荷重 280kN 時に界面で滑動し始め、その後荷重の増大とともに緩やかに界面で滑動する破壊性状を示した。供試体 No.7 は載荷試験機の最大容量(2800kN)の荷重を載荷しても滑動が生じず、それ以上の耐力を有していることを確認して実験を終了した。また No.2, 9 については滑動量が 10mm 以内であったため、載荷を継続し、2 回目以降の滑動は初回滑動時より小さい荷重で滑動した。

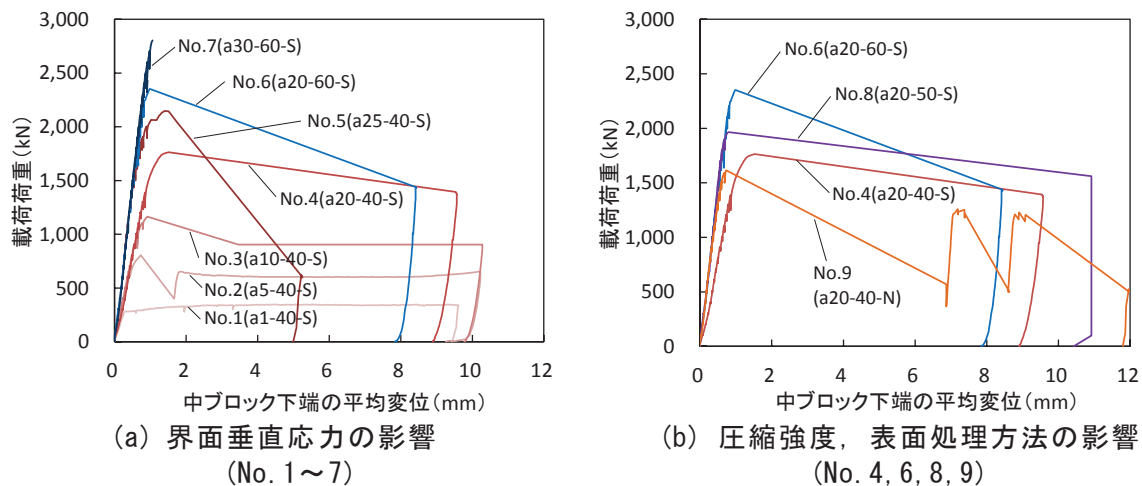


図 3.18 荷重と変位の関係

3.5.2 最大荷重とひび割れ状況

載荷試験結果の一覧を表 3.8 に示す。界面垂直応力を変化させた供試体 No.1～5 および No.6～7 を比較すると、高圧縮応力を作用させた供試体を含めて、界面垂直応力が大きくなるほど、最大荷重が大きくなることがわかる。したがって、 20N/mm^2 以上の高い界面垂直応力の範囲においても、界面垂直応力を高くすることでせん断伝達耐力を増加させることができることが認められた。また、コンクリート強度を変化させた供試体 No.4, 6, 8 を比較すると、コンクリート強度が高くなると、中ブロックの強度のみが高くなった場合を含めて、最大荷重が大きくなることがわかる。次に、新旧界面の表面処理状態を変化させた No.4, 9 を比較すると、ショットブラストによる界面処理の効果により、供試体 No.4 は最大荷重が 200kN 程度大きくなることが認められた。なお、圧縮力と新旧界面の角度を 45° とした形状 b の供試体 No.10, 11 は、同じ緊張力を導入した、形状 a の供試体 No.2, 4 に対して大幅に低い荷重で新旧界面の滑動が生じた。特に、供試体 No.11 の最大荷重は、No.4 に対して 15% の荷重で滑動に至っており、大きな差異が認められた。この原因については、供試体の滑動状況の結果を含めて、3.5.4 にて検討する。

新旧界面の滑動以外の損傷は、各供試体で写真 3.4 に示すような中 B 下端の曲げひび割れや、写真 3.5 に示すような左右 B 基部のひび割れが認められたものの、いずれもひび割れの顕著な進展やひび割れ幅の拡大は認められず、供試体に与える影響は小さかったと考えられる。

表 3.8 試験結果一覧

供試体 No.	供試体 名称	コンクリートの圧縮強度 f_c (N/mm ²)		界面垂直応力 σ_n (N/mm ²)	最大荷重 V_{exp} (kN)	滑動性状	滑動以外の損傷および発生荷重
		左右 B	中 B				
1	a1-40-S	50.5	48.8	1.16	280	緩やか	損傷無し
2	a5-40-S	51.8	49.8	5.68	804	急激	中 B 曲げひび割れ ^{※1} :600kN
3	a10-40-S	50.1	46.8	9.75	1,169	急激	中 B 曲げひび割れ ^{※1} :700kN
4	a20-40-S	51.1	47.4	18.6	1,763	急激	中 B 曲げひび割れ ^{※1} :800kN
5	a25-40-S	45.5	42.9	21.7	2,144	急激	中 B 曲げひび割れ ^{※1} :1800kN
6	a20-60-S	62.1	56.9	17.9	2,355	急激	損傷無し
7	a30-60-S	64.5	58.2	26.1	(2,800)	滑動無	右 B 基部ひび割れ ^{※1} :1400kN
8	a20-50-S	50.2	57.4	18.2	1,965	急激	右 B 基部ひび割れ ^{※1} :600kN
9	a20-40-N	45.9	46.5	18.5	1,590	急激	損傷無し
10	b5-40-S	46.3	46.1	2.51	640	急激	損傷無し
11	b20-40-S	53.0	49.3	9.65	263	急激	損傷無し

※1 中 B 曲げひび割れ：写真 3.4 参照，右 B 基部ひび割れ：写真 3.5 参照



写真 3.4 中ブロック曲げひび割れ
(供試体 No. 3 a10-40-S)

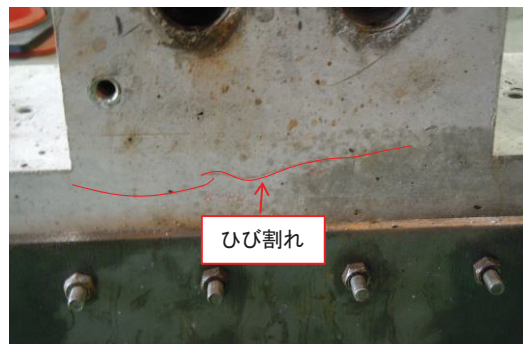


写真 3.5 右ブロック基部ひび割れ
(供試体 No. 7 a30-60-S)

3.5.3 PC 鋼棒の張力変化

載荷中における界面垂直応力の変化を確認するため，PC 鋼棒張力と荷重の関係を図 3.19 に示す．PC 鋼棒の張力は上側と下側の PC 鋼棒に区分し，2 本の平均値を用いた．すべての供試体で上側の PC 鋼棒の張力は低下し，下側の PC 鋼棒の張力は増加した．これは供試体の曲げ変形により，上側の PC 鋼棒の定着間距離は短くなり，下側の PC 鋼棒の定着間距離が増加したためであると考えられる．また，PC 鋼棒張力が大きい供試体では，滑動荷重付近まで載荷荷重と PC 鋼棒張力は線形関係にあると考えられるが，張力が小さい供試体ではある荷重段階から，上側下側の PC 鋼棒ともに張力が増加する方向に変化し，線形とならない傾向が伺える．これは，図 3.8 で示したように，新旧界面ですべりが生じるときに，滑動面の凹凸を相対する凹凸が乗り越えることによりひび割れが開口し，PC 鋼棒の定着間距離が増加したためであると考えられる．

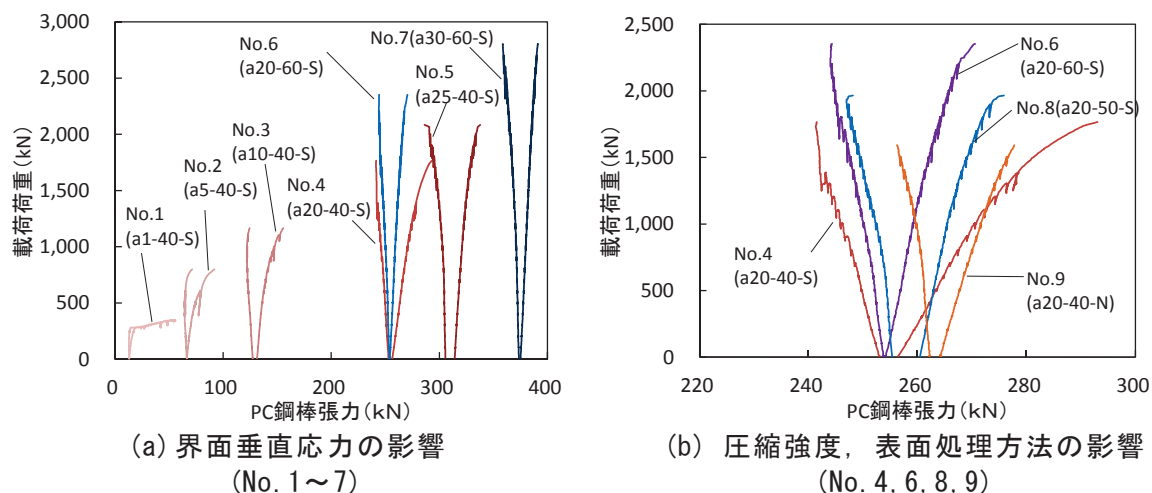


図 3.19 PC 鋼棒張力と荷重の関係

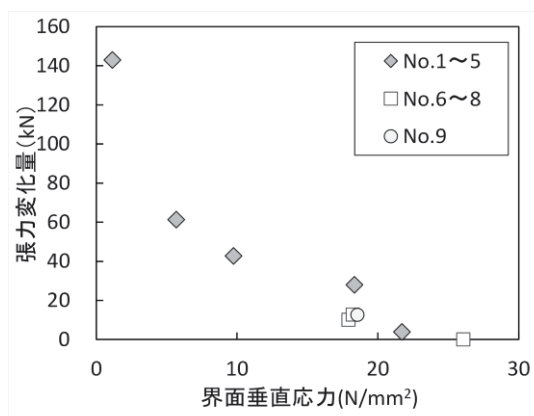


図 3.20 PC 鋼棒張力変化量と界面垂直応力の関係

ここで、界面垂直応力の大きさがひび割れの開口に与える影響を評価するため、最大荷重時と載荷前の PC 鋼棒張力の変化量を図 3.20 に示す。ここで、PC 鋼棒の張力は 4 本の PC 鋼棒張力の合計を用いた。これは、上下の PC 鋼棒の張力を合計することによって、図 3.19 で認められた、曲げによる張力変化が打ち消され、張力の変化は界面の開口の影響のみとなると考えられるためである。図 3.20 より界面垂直応力が大きくなるほど、張力の増加量は小さくなる傾向が認められ、界面垂直応力が 20N/mm^2 を超えると張力の増加は極めて小さくなり、最大荷重に至るまですべりに伴うひび割れの開口が生じにくい特徴が認められた。この原因として、高い圧縮応力が作用する場合には、せん断すべりが生じる時に、滑動面の凹凸を相対する凹凸が乗り越えるのではなく、凹凸が破壊された可能性などが考えられる。

3.5.4 圧縮応力が傾斜した新旧界面に作用する場合のせん断伝達性能の評価

(1) 荷重変位関係と破壊性状

圧縮応力が傾斜した新旧界面に作用する形状 b の供試体 No.10, 11 と、形状 a で同じ緊張を導入した供試体 No.2, 4 の荷重と変位の関係を図 3.21 に示す. 形状 b の供試体は、形状 a 供試体に比べて、載荷時の剛性および最大荷重が小さい. 特に、導入張力が大きい No.11 の最大荷重は 260kN で、同じ緊張を導入した No.4 の 1750kN に比べて、約 15% と大幅に低下した.

ここで、No.11 の載荷試験後のすべり状況の写真および概要図を写真 3.6、図 3.22 に示す. No.11 供試体では、滑動後、載荷方向となる鉛直方向にすべり変位が生じていたほか、水平方向にもすべり変位が生じていること認められた. 水平方向のすべり変位は、PC 鋼材の緊張に伴い、新旧界面の水平方向に分力が作用していたためと考えられ、せん断伝達性能にも影響していることが考えられた. このことから、最大荷重の評価にあたって、PC 鋼材の緊張に伴う新旧界面の水平分力の影響を考慮する必要があることが示唆された. なお、水平方向のすべり変位は No.10 の供試体でも認められた.

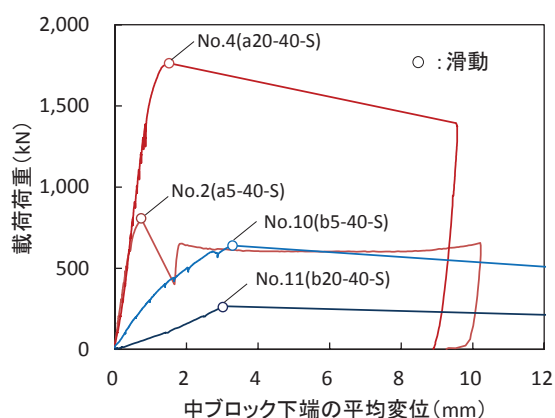


図 3.21 荷重と変位の関係

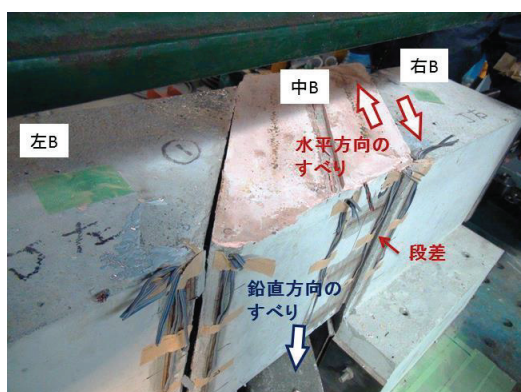


写真 3.6 載荷試験後のすべり状況

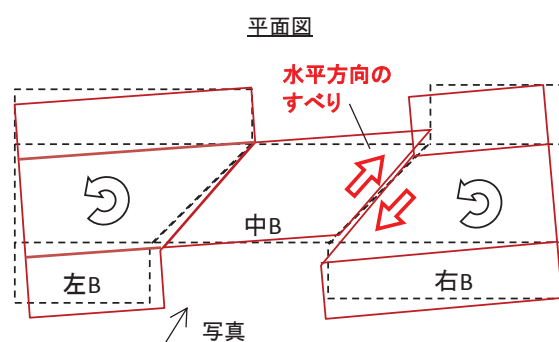


図 3.22 水平すべりの概要図

(2) 合成せん断力による評価

形状 b の供試体の滑動性状を踏まえ、PC 鋼材の緊張に伴う新旧界面の水平分力をせん断力として考慮して最大せん断力を検討することとした. 形状 b 供試体に作用する力の模式図を図 3.23 に示す. 新旧界面を不連続面と仮定すると、PC 鋼棒の張力 N_p は新旧界面に鉛直方向と水平方向の分力に分解できる. このうち、水平方向の分力 S_h をせん断力として

考慮することとし、新旧界面に作用するせん断力は、載荷によるせん断力 S_v とベクトル合成して、式(3.4)により算出することとした。

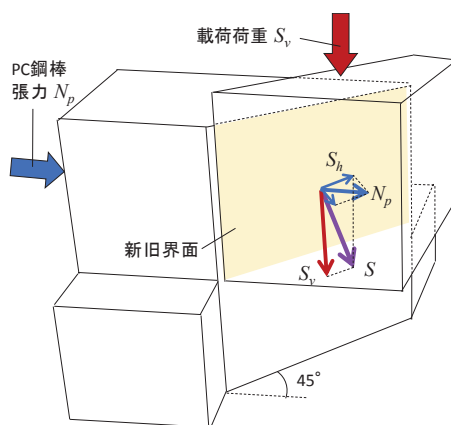


図 3.23 形状 b 供試体の新旧界面に作用する力の模式図

$$S = \sqrt{S_h^2 + S_v^2} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

ここに、 S ：新旧界面のせん断力、 S_h ：新旧界面の水平方向のせん断力(PC 鋼棒の緊張により発生)、 S_v ：新旧界面における鉛直方向のせん断力(載荷により発生)

最大せん断力の評価式は、コンクリート標準示方書¹¹⁾に基づく式(3.5)を用いることとした。式(3.5)は、式(3.3)に示した安全係数を考慮しないせん断強度の評価式に対して、部材係数を考慮せずに、せん断面の面積を乗じて、最大せん断耐力としたものである。なお、供試体の新旧界面はブラストにより表面処理を行っていることを考慮し、面性状を表す係数 b には、1/2 を用いた。

$$V_{cw} = \mu \cdot f'_c{}^b \cdot \sigma_n^{(1-b)} \cdot A_c \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

ここに、 V_{cw} ：設計せん断伝達耐力(kN)、 μ ：平均摩擦係数(=0.45)、 f'_c ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)、 b ：面性状を表す係数(ひび割れ面の場合は 2/3、適切な打継ぎ処理を行った場合は 1/2、打継ぎ処理を行わない場合は 2/5)、 σ_n ：面に垂直に作用する平均圧縮応力度、 A_c ：新旧界面の断面積(mm²)

圧縮力が傾斜した新旧界面に作用する場合の最大せん断力の検討結果を表 3.9 に示す。なお、水平方向と鉛直方向のせん断力の算出においては、最大荷重時の PC 鋼棒の張力と最大荷重の値をそれぞれ用いた。まず、載荷荷重によるせん断力 S_v と計算値 V_{cw} を比較す

ると、供試体 No.10, 11 とともに、実験値は計算値を大きく下回る結果となった。一方、せん断力を合成した S_{max} と計算値 V_{cw} を比較すると、差異は 3% 以内であり、概ね一致することが認められた。したがって、圧縮力と新旧界面が角度を有する場合には、圧縮力の新旧界面に作用する水平分力をせん断力として考慮することで、最大せん断力を評価できると考えられる。

表 3.9 圧縮応力が傾斜した新旧界面に作用する場合の最大せん断力検討結果

供試体 No.	供試体 名称	コンクリート圧縮強度 f_c (N/mm ²)		界面垂直応力 σ_n (N/mm ²)	実験値			計算値	実験値 / 計算値
		左右 B	中 B		水平方向せん断力 S_{pe} (kN)	鉛直方向せん断力 S_v (kN)	せん断力 S_{max} (kN)	せん断耐力 V_{cw} (kN)	
10	b-5-40-S	46.3	46.1	2.51	228.3	319.9	393.0	406.9	0.97
11	b-20-40-S	53.0	49.3	9.65	705.4	131.4	717.5	715.0	1.00

3.5.5 せん断強度の評価

全供試体の最大荷重から算出したせん断強度と界面垂直応力の関係を図 3.24 に示す。また、せん断強度の評価値として、式 (3.3) により算出した安全係数を考慮しない計算値と、界面に垂直に作用する圧縮応力度を 2 で除して、安全側に計算した設計値を、供試体のコンクリートの圧縮強度ごとに併せて示す。実験値と設計値を比

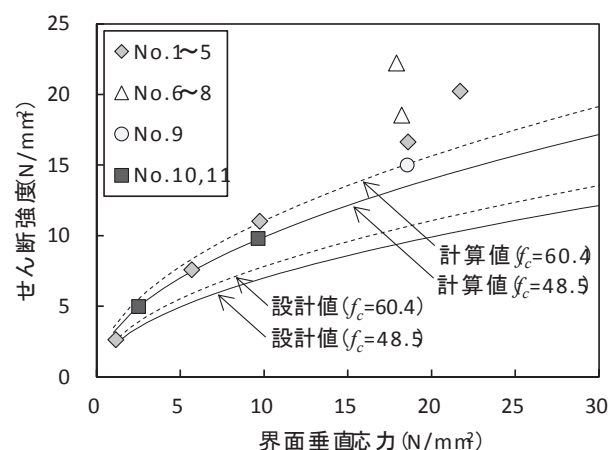


図 3.24 せん断強度と界面垂直応力の関係

較すると、すべての供試体の実験値は設計値より大きいことが認められ、示方書の設計式の妥当性が認められた。次に、実験値と計算値を比較すると、計算値は実験値を比較的精度よく評価していることが認められるが、界面垂直応力が 20N/mm² 程度以上の領域では、計算値は実験値をやや過小評価する結果となった。コンクリート標準示方書の計算式は、界面垂直応力 0~5N/mm² の供試体を対象として検討した評価式であり、本実験で対象とした界面垂直応力の範囲は検討されていないことが要因と考えられる。ただし、高い圧縮応力を作用させる場合には、新旧界面での滑動が著しく急激となることが認められ、設計においては比較的大きな安全率を確保することも重要と考えられる。これらを踏まえると、高い圧縮応力作用下では、計算値は実験値を安全側に評価するが、計算式は概ね妥当であると考えられる。以上より、本実験の結果、25N/mm² までの高い界面垂直応力が作用する場合にも、新旧界面のせん断強度は、界面垂直応力の増加に伴いせん断強度が増加するこ

とが認められ、その強度が示方書の計算値で安全側に評価できることが認められた。したがって、定着装置の耐荷性能を確保する観点からは、界面垂直応力を大きくすることで、定着装置の寸法をコンパクトにできる可能性が認められた。

また、圧縮力が傾斜した新旧界面に作用する No.10, 11 は、作用するせん断力に PC 鋼材の緊張に伴うせん断力も考慮することで、示方書に基づく計算値は精度よく実験値を評価できることのほか、形状 a の実験値とも概ね整合するせん断強度となっていることが認められる。このことから、圧縮応力が傾斜した新旧界面に作用する場合には、PC 鋼材の緊張力の水平分力をせん断力として考慮する必要があることが認められた。

3.6 高い界面垂直応力が作用する新旧界面の解析モデルの検討

3.6.1 解析対象

本解析では、新旧界面の FEM 解析の基礎的検討として、二面せん断実験の No.4(a-20-40-s) を対象として FEM 解析を実施し、高い界面垂直応力が作用する場合の新旧界面の解析モデルについて検討した。

3.6.2 解析モデル

解析は汎用プログラムの DIANA を用い、2 次元非線形 FEM 解析を行った。解析モデルは対称性を考慮し、図 3.25 のように 1/2 モデルとした。コンクリート要素、鋼板は 4 節点アイソパラメトリック四辺形要素、鉄筋は埋め込み鉄筋要素¹⁴⁾、新旧界面と供試体底面には接合要素¹⁴⁾ (Interface Element) を採用した。

PC 鋼棒はグラウトを施工していないため、両端のみ節点を設けて 1 つのトラス要素でモデル化し、定着板側の節点は鉄板要素に、対称線側の節点は不動点にピン支持で固定した。これらのモデル化は PC 鋼棒の曲げ・せん断を考慮せず、PC 鋼棒を忠実に再現していないが、本供試体の曲げ変形の範囲での影響は小さいと考えた。なお、荷重は、所定のプレストレス量を PC 鋼材のひずみにより導入 (LOAD1) し、その後、載荷を模した面荷重を鉛直に作用させた (LOAD2)。なお、解析は収束性が優れていた孤長増分法を用い、収束計算には Newton-Raphson 法を採用した。

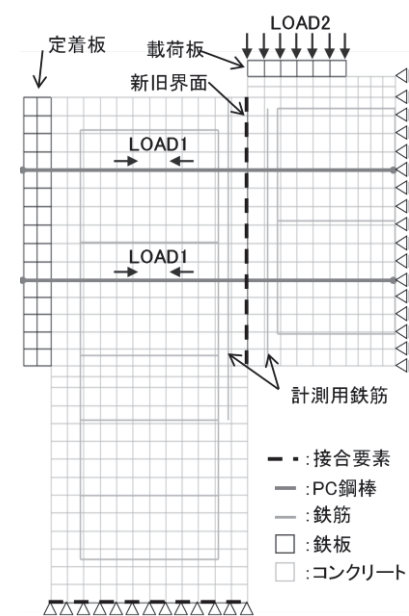


図 3.25 解析モデル 概要図

3.6.3 材料モデル

(1) 新旧界面の接合要素

新旧界面の接合要素は図 3.26 のように、厚さ 0mm のばね状モデルとし、面垂直方向(n 方向)と面平行方向(t 方向)にそれぞれ抵抗するものとした。構成則は式 (3.6) に示すように応力-相対変位関係で与え、ダイレタンシーは考慮しないこととした。これは、界面垂直応力が 20N/mm^2 程度の場合には、3.5.3 で示したひび割れの開口（ダイレタンシー）の影響が小さいと想定され、ダイレタンシーを考慮しない簡易なモデルでも、解析可能と考えたためである。

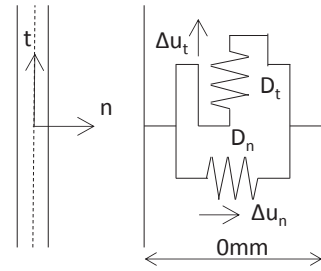


図 3.26 新旧界面の接合要素

$$\begin{Bmatrix} \sigma_n \\ \tau \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_n & 0 \\ 0 & D_t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_n \\ \Delta u_t \end{Bmatrix} \quad (3.6)$$

ここに、 σ_n ：界面垂直応力(N/mm^2 ；負が圧縮)、 τ ：せん断応力(N/mm^2)、 D_n ：界面垂直方向剛性(N/mm^3)、 D_t ：せん断剛性(N/mm^3)、 Δu_n ：界面垂直方向変位(mm)、 Δu_t ：せん断変位(mm)

新旧界面のすべりと剥離の判定基準を図 3.27 に示す。すべりの判定基準はクーロン則に従うこととし、また剥離を表現する引張応力の基準を設けた。すべり基準に達した後、図 3.28 のようにせん断強度は粘着力分が低下し、界面垂直応力に比例すると仮定した¹⁵⁾。なお、摩擦係数($\tan \phi$)はすべり前後で変化しないと仮定した。また、剥離基準に達した後は、せん断力も引張応力も伝達しないモデルとした。

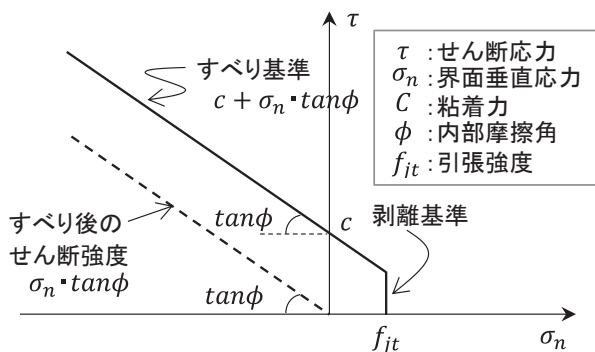


図 3.27 新旧界面のすべりと剥離の判定基準

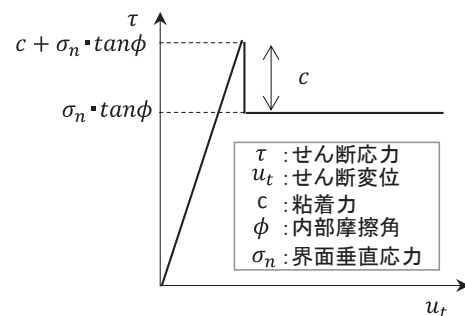


図 3.28 新旧界面のせん断モデル

(2) コンクリート

コンクリートの材料モデルを図 3.29 に示す．圧縮側は軟化を考慮したコンクリート標準示方書¹¹⁾のモデルとし，引張側は Hordijk の軟化勾配を考慮したテンションソフトニングモデルとした．なお，示方書に従って，引張破壊エネルギーは 0.1N/mm とした．コンクリートは 2 軸応力状態となることを考慮し，降伏の判定は圧縮側に Drucker-Prager モデルを適用し，内部摩擦角は 10° とした．一方，引張側には Rankine モデルを適用した．なお，コンクリートのひび割れは分散ひび割れモデルを用い，多方向固定ひび割れモデルを採用した．ここで，せん断剛性低下率は 0.2 とした．

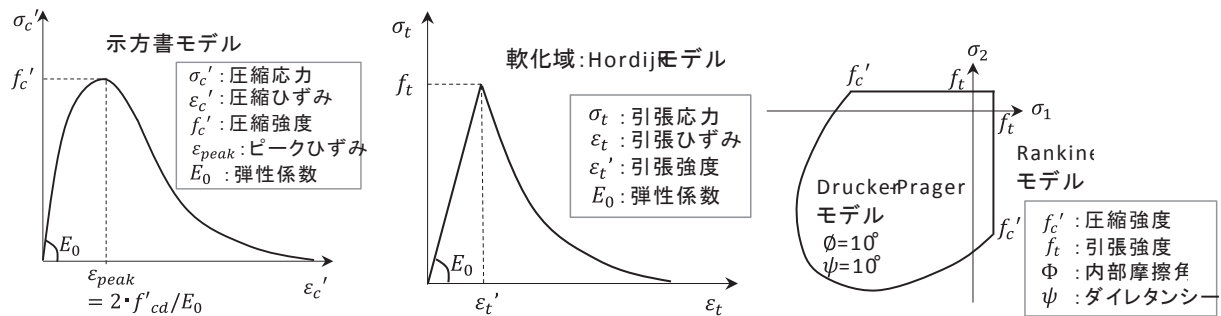


図 3.29 コンクリートの材料モデル（左：圧縮モデル，中：引張モデル，右：降伏曲面）

(3) 鉄筋，PC 鋼棒および定着板，載荷板

鉄筋，PC 鋼材は降伏強度に達するまで弾性挙動とし，その後は初期剛性の $1/1000$ の剛性で直線的に応力が増加するバイリニアモデルを用いた．降伏条件は Von Mises の降伏基準に従うものとした．なお，鉄筋は埋め込み鉄筋要素¹⁴⁾を用いており，コンクリートと鉄筋の付着は完全付着とした．定着板および載荷板は完全弾性体とした．

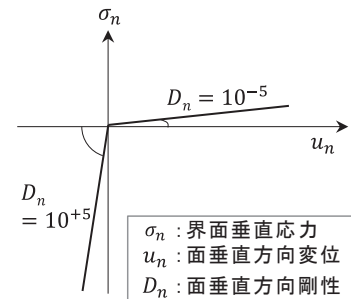


図 3.30 供試体底面の材料モデル

(4) 供試体底面の接合要素

供試体底面の接合要素は図 3.26 に示したバネ状モデルで，浮き上がりを考慮し，図 3.30 に示すように，接合要素が引張応力を受ける場合，応力がほぼ発生しないモデルとした．

(5) 新旧界面のパラメータおよび材料物性値

新旧界面の接合要素のパラメータは，既往の研究を参考に表 3.10 のように設定した．せん断剛性(D_t)は，既往の研究において，研究者ごとに設定される物性値が異なる状況にある．ここでは，本実験の条件に比較的近い喜多ら¹⁶⁾の研究を参考とすることとした．粘着力および摩擦係数は randl らが提案する拡張せん断摩擦理論¹⁷⁾に示される値の平均値を

用いた．また，剥離の判定基準はコンクリートの引張強度の 70%と設定¹⁸⁾した．また，コンクリートや鉄筋, PC 鋼材の物性値は材料試験結果に基づき, 表 3.11 のように設定した．

表 3.10 新旧界面の接合要素のパラメータ

	設定値	備考
界面垂直方向剛性 D_n (N/mm ³)	100000	十分剛な値
せん断剛性 D_t (N/mm ³)	16.6	喜多らの研究を参考 ¹⁶⁾
粘着力 C (N/mm ²)	2	Randl らの研究を参考 ¹⁷⁾
摩擦係数 $\tan\phi$	0.9	Randl らの研究を参考 ¹⁷⁾
界面の引張強度 f_{jt} (N/mm ²)	2.214	コンクリートの引張強度の 70% ¹⁸⁾

表 3.11 材料物性値

材料	圧縮強度 f'_c (Mpa)	引張強度 f_t (MPa)	弾性係数 E (GPa)	降伏強度 f_y (MPa)
コンクリート 1※	51.1	3.72	33.1	—
コンクリート 2※	47.4	3.69	32.7	—
PC 鋼棒 (φ26)	—	—	205	1217
鉄筋(D10)	—	—	200	384
鉄筋(D6)	—	—	200	378

※コンクリート 1: 左右ブロック, コンクリート 2: 中ブロック

3.6.4 新旧界面パラメータの検証と同定

新旧界面のパラメータは既往の研究に基づいて設定したが，まず，解析と実験の荷重変位関係からその妥当性について検証した．解析と実験の荷重変位関係を図 3.31 に示す．最大荷重については，解析値は実験値より 1 割程度小さく，解析は実験を多少過小評価していると考えられるが，比較的精度良く安全側に評価していると考えられる．このことから，最大荷重に影響すると考えられる，新旧界面の粘着力や摩擦係数のパラメータは概ね妥当であったものと推察される．

次に，剛性に着目する．実験の剛性は載荷初期のなじみ等の影響で，載荷荷重 200kN までの初期の剛性が小さく，載荷荷重の増大とともに剛性が増加する挙動となっている．新旧界面のせん断剛性を検討する場合には，200kN 以降の剛性と比較することが適切と考えられ，200kN 以降の解析と実験の剛性を比較すると，解析の剛性が小さくなる結果となった．解析における新旧界面のせん断剛性の値は，界面垂直応力がほぼ作用しない供試体を対象として解析を行った結果¹⁶⁾であり，本供試体のように 20N/mm² 程度の高い界面垂直応力が作用する場合には，せん断剛性が異なる可能性が考えられた．そこで，せん断剛性をパラメータとして感度解析を実施し，検証することとした．ここでは，せん断剛性のみを 25, 35N/mm³ に変化させ，その他のパラメータは表 3.10 に示す値とした．その結果の荷

重変位関係を図 3.32 に示す．図より，実験と解析の剛性が概ね一致するのは，せん断剛性 Dt が 25N/mm^3 程度であると推察された．ただし，このせん断剛性は，実験の変位に影響を与える各種の不確定要因を，せん断剛性に集約して同定した結果であることに留意が必要である．

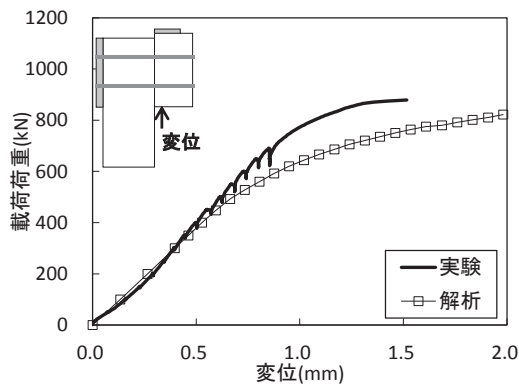


図 3.31 荷重変位関係

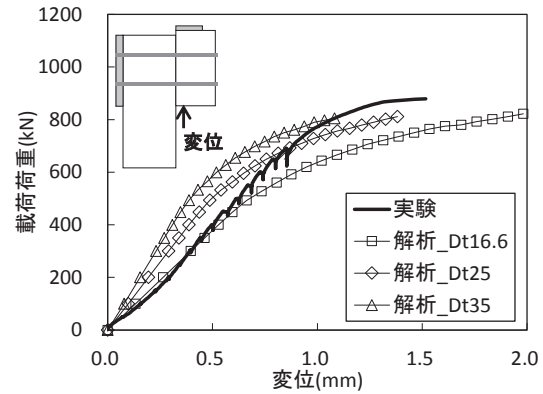


図 3.32 荷重変位関係（感度解析）

3.6.5 解析結果

前項で検討した新旧界面のせん断剛性を 25N/mm^3 とした解析について，本項で実験との比較を行い，解析の妥当性について検討する．

(1) 新旧界面の挙動と終局状態

はじめに，解析における新旧界面の挙動について示す．変形図（最終ステップ）および新旧界面の接合要素の応力経路図を，図 3.33，図 3.34 にそれぞれ示す．本供試体は載荷により図 3.33 のように曲げ変形を生じ，図 3.34 のように新旧界面の上側は界面垂直応力が増加し，下側は減少する．すべりが生じるせん断強度は界面垂直応力に比例するため，上側はせん断強度が増加，下側は減少し，新旧界面の下側からすべり基準に達する（以下，要素すべり）．その後，鉛直荷重の増大とともに新旧界面上側に，順次要素すべりが伝達する挙動となっている．

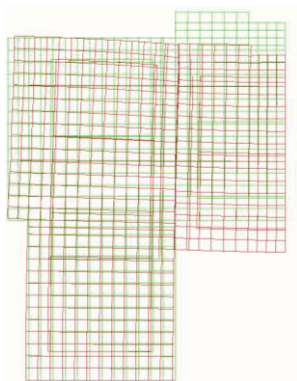


図 3.33 変形図（解析最終ステップ）

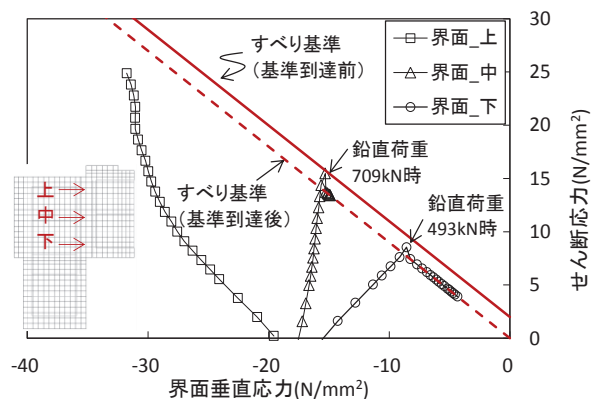


図 3.34 新旧界面接合要素の応力経路図

次に、終局状態について考察する．実験では最大荷重時に新旧界面が全面で急激に滑動したが、解析では、解が収束しなくなるまで鉛直荷重を増加させ、収束した最後ステップを最終ステップとしている．このため、解析の終局状態を考察するため、最終ステップを確認する．

ここで、解析と実験のひび割れ図を図 3.35 に示す．解析のひび割れ発生位置や方向は、実験でのひび割れが左右対称に発生していないため評価が難しいが、概ね傾向は一致している．しかし、新旧界面中央付近に斜め方向に発生したひび割れは、実験では微細なひび割れであったものの、解析ではひび割れが卓越し、コンクリートが破壊している状況であった．なお、図 3.34 の新旧界面の上側接合要素の応力経路図を確認すると、最終ステップにおいてもすべり基準には達しておらず、新旧界面の滑動は生じていない．これらのことから、解析の終局状態は局所的なコンクリートの破壊と推察され、実験で確認された新旧界面の滑動まで追跡できておらず、解析と実験で終局状態が異なると考えられる．

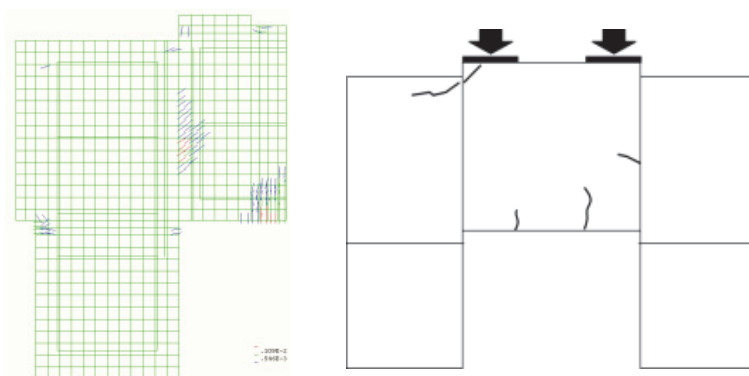


図 3.35 ひび割れ図（左：解析最終ステップ，右：実験終了後）

（2） 最大荷重

解析が実験の終局状態である新旧界面の滑動まで追跡できていないため、解析と実験の最大荷重に大きな差異が生じる可能性がある．そこで、新旧界面の応力状態、すべり状況を確認することとした．

界面垂直応力とせん断応力の分布図を図 3.36、図 3.37 に示す．なお、分布図において、新旧界面の上縁の 1 要素は、応力集中の影響が大きかったため図から除外している．界面垂直応力は 700kN までは曲げ作用に応じた挙動になっているが、800kN 時に分布の傾向が異なっている．せん断応力の分布も同様に、700kN までは要素すべりが生じていない領域では概ね一定のせん断力が作用し、要素すべりが生じた領域では負担するせん断力が減少して、鉛直荷重の増加に伴って要素すべりが上側に伝達している挙動となっているが、800kN 時に分布の傾向が異なっている．これは、図 3.35 で新旧界面中央付近に隣接するコンクリートが破壊して、軟化領域に達していることが関係していると推察される．つまり、軟化したコンクリート要素に接する新旧界面の接合要素は、界面垂直応力およびせん

断応力を伝達することができず大きく低下し、低下分を上側の接合要素に再配分するためと考えられる。これらを踏まえ、800kNのせん断応力分布図を確認すると、新旧界面中央の分布が乱れているものの要素のすべりが概ね上側まで到達しており、解析上の最大荷重を概ねせん断伝達耐力と評価できると考えられる。

ここで、解析と実験の最大荷重を表 3.12 に示す。解析と実験の最大荷重の誤差は 1 割程度であり、比較的精度よく最大荷重を評価していると考えられる。

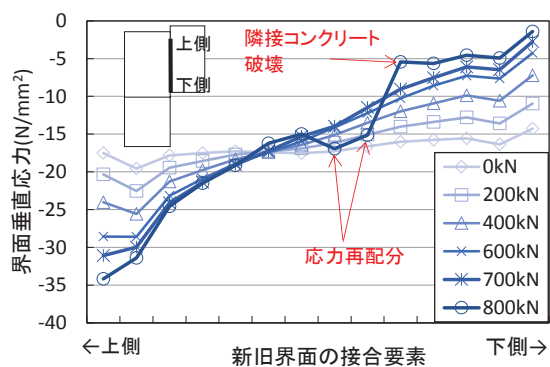


図 3.36 界面垂直応力の分布図

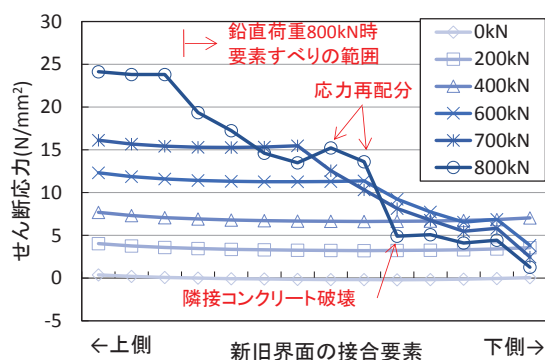


図 3.37 界面のせん断応力の分布図

表 3.12 実験および解析の最大荷重の比較

実験値(kN)	解析値(kN)	解析値／実験値
880.9	810.5	0.92

(3) PC 鋼棒張力

PC 鋼棒の張力の解析と実験の比較を図 3.38 に示す。実験の張力は PC 鋼棒端部のロードセルにて計測したものである。なお、PC 鋼材の張力は、上側と下側の PC 鋼材に区分して示している。実験では PC 鋼材の張力は曲げ作用により、载荷に伴って上側 PC 鋼材の張力は減少し、下側は増加する挙動を示したが、図 3.38 をみると、解析は実験を概ね精度よく表現していることが確認できる。PC 鋼棒の張力は、両端部の固定間距離によって決まるため、水平方向の変位の精度を検証する指標とも考えられる。解析では新旧界面のダイレタンシーを考慮していないが、実験を概ね表現できており、実験においてダイレタンシーの影響は小さかったものと推察できる。

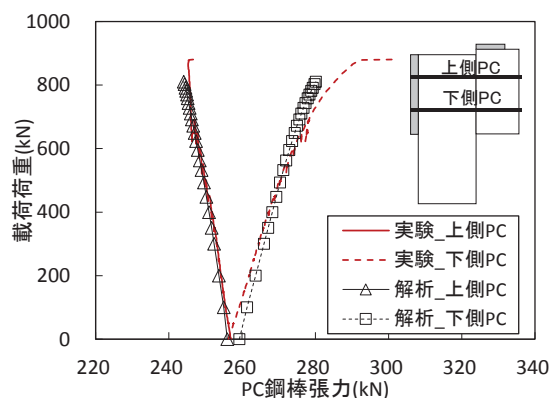


図 3.38 PC 鋼棒の張力の比較

(4) 鉄筋ひずみ

次に、新旧界面付近の内部応力の状態を検証するため、新旧界面から中ブロック側に20mm 離して、鉛直に配置した鉄筋のひずみについて、解析と実験の結果の比較を図 3.39 に示す。鉄筋ひずみの実験値は、載荷初期において鉄筋上側のひずみが引張応力となる等、変位と同様になじみの影響を受けている。また、載荷に伴いある荷重段階で圧縮応力の増加から減少に転じる点（以下、変曲点）が現れている。解析では、載荷初期のなじみの影響を表現できないことから、解析と実験で差異が生じているが、その後の傾き（荷重増分に対する鉄筋ひずみの応力増分）や変曲点は解析で表現できており、内部応力についても概ね評価できているものと考えられる。

ここで、ひずみの変曲点の発生メカニズムを解析結果から考察する。なお、実験においてひずみの変曲点は中ブロック側では確認されたものの左ブロック側では確認されていない。界面の要素すべりが生じていない段階では、図 3.37 で示したように新旧界面のせん断力は概ね均等に作用し、新旧界面全面で応力が伝達されるが、鉛直荷重が増加していくと、曲げ作用の影響に加え、界面の要素すべりが下側から上側に伝達することで、応力は新旧界面の上側に集中するようになる。最終ステップ時の最小主応力ベクトル図を図 3.40 に示す。図のように、応力が徐々に界面上側に集中した結果、中ブロックの中・下側では応力が伝達されにくくなり、中ブロック側に変曲点が生じるものと推察される。一方、左ブロック側は、応力が新旧界面の上側に集中しても、応力は伝達されにくならないため、変曲点が生じないものと考えられる。

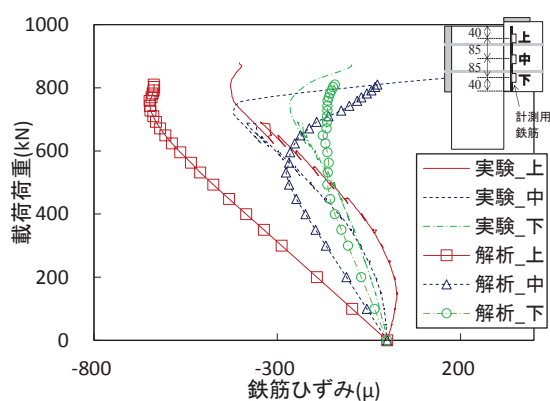


図 3.39 鉄筋ひずみの比較

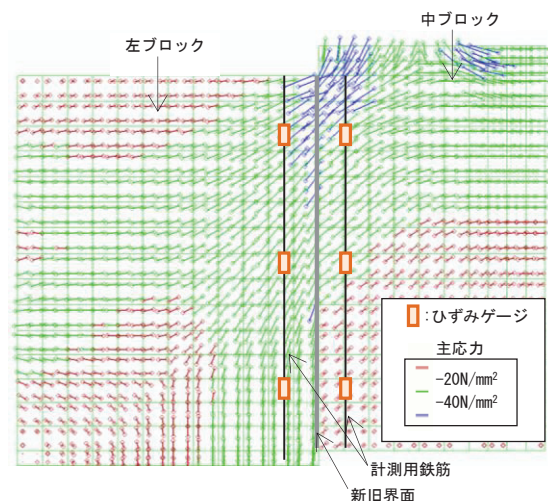


図 3.40 最小主応力ベクトル図（最終）

3.6.6 解析モデルの妥当性

3.6.5 の解析結果と実験結果の比較から、終局状態については、解析にて実験を追跡することはできなかったが、全体の挙動は概ね表現できることが認められた。したがって、 20N/mm^2 程度の界面垂直応力が作用する場合の新旧界面のせん断伝達挙動については、解析で概ね表現できることが認められた。なお、 20N/mm^2 以下の界面垂直応力が作用する場合、実験結果から、ダイレタンシーの影響が大きくなることが認められているため、終局状態までの挙動を解析で表現するためには、新旧界面のダイレタンシーを適切に考慮する必要があると考えられる。

3.7 本章のまとめ

本章では、新旧界面のせん断伝達挙動を含めたせん断伝達機構の評価を目的としたルーマニア式せん断実験、高い界面垂直応力を作用する場合のせん断伝達性能や、圧縮応力が傾斜した新旧界面に作用する場合のせん断伝達性能の評価を目的とした二面せん断実験を実施した。さらに、二面せん断実験を対象に FEM 解析を実施し、高い界面垂直応力が作用する場合の新旧界面の解析モデルを検討した。本章で得られた主な知見を以下に示す。

- 1) ルーマニア式せん断実験の結果、新旧界面にせん断力が作用した場合の挙動は、載荷初期では弾性挙動を示すが、弾性限界荷重を超えると、滑動面での微小なすべり、ひび割れ幅が増加し始める挙動を示した。また、ひび割れが生じた後もさらに大きいせん断力に抵抗したあと最大荷重に至り、その後荷重低下を伴って滑動する挙動を示すことが認められた。
- 2) ブラスト処理のみ実施した、新旧界面の付着力が大きい A タイプの供試体は、新旧界面周辺での斜めひび割れが生じて滑動面を形成した。一方、ブラスト処理後に剥離剤を塗布して付着力を低減した B タイプの供試体は、新旧界面でひび割れが生じて滑動面を形成した。この結果、新旧界面の付着力の差異により、滑動面の凹凸性状に大きな差異が生じた。なお、A タイプの滑動面は斜めひび割れが生じたことから、厳密には新旧界面のせん断強度を示すと言いがたいが、新旧界面のせん断強度はひび割れ面のせん断強度より大きいと考えられることから、便宜的に本実験の結果を新旧界面のせん断強度と取り扱うこととした。
- 3) 新旧界面付近にひび割れが生じて微小なすべりが生じ始める時のせん断応力（弾性限界せん断応力）は、新旧界面の付着力が大きいほど、界面垂直応力が大きいほど増加することが認められた。
- 4) 新旧界面のせん断強度は、新旧界面の付着力が大きいほど、界面垂直応力が大きいほど増加することが認められた。なお、最大荷重時にはすでにひび割れが発生して滑動面を形成していることから、付着抵抗は消失しているものの、付着力が大きい場合には滑動面の凹凸性状が大きくなることから、せん断強度も大きくなったものと考えら

れる。また、新旧界面のせん断強度は、滑動面の凹凸性状に応じて面性状を表す係数 b を適切に選定することで、コンクリート標準示方書による計算値にて比較的精度良く評価できることが認められた。

- 5) 二面せん断実験の結果、 25N/mm^2 程度までの高い界面垂直応力が作用する場合にも、界面垂直応力の増加に伴いせん断強度が増加することが認められ、そのせん断強度は示方書の計算値で安全側に評価できることが確認された。したがって、定着装置の耐荷性能を確保する観点からは、定着装置の界面垂直応力を大きくすることで、定着装置の寸法をコンパクトにできる可能性が認められた。
- 6) また、高い界面垂直応力が作用する新旧界面のせん断伝達挙動の特徴として、せん断すべりに伴うひび割れ幅の増大が生じにくい傾向が認められた。これは、高い界面垂直応力が作用する場合、せん断すべりが生じる際に、滑動面の凹凸を破壊することなどが原因として考えられる。
- 7) 圧縮力が傾斜して作用する場合の新旧界面のせん断伝達性能は、新旧界面に作用する圧縮力のうち、面に平行な分力をせん断力として考慮して評価する必要があることが確認された。
- 8) 二面せん断実験を対象とした FEM 解析の結果、 20N/mm^2 程度の界面垂直応力が作用する新旧界面のせん断伝達挙動は、FEM 解析で滑動まで追跡することはできなかったものの、最大荷重付近までの挙動を概ね表現できることが確認された。
- 9) 二面せん断実験で確認された新旧界面付近の応力が解放される（変曲点）メカニズムは、新旧界面の部分的なすべりや供試体の曲げ変形の影響により、応力の流れが新旧界面の上側へ変化することに起因するものと解析的に推察された。

【参考文献】

- 1) 石原誠一郎：コンクリート打継ぎ部の破壊メカニズムの解明とその応用，東北大学学位論文，2004.3
- 2) 槇谷貴光，香取慶一，林静緒：コンクリート打継ぎ面における表面粗さの評価とせん断力伝達能力に関する実験研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.17，No.2，pp.171-176，1995.6
- 3) プレストレスト・コンクリート建設業協会：外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル（案）〔改定版〕，2007.4
- 4) 浅井洋，長田光司，野島昭二，藤原保久，池田尚治：外ケーブル補強工法定着部に関する検討，土木学会論文集 E，Vol.63，No.2，pp.223-234，2007.4
- 5) 湯浅康史，濱田譲，河村直彦，森川英典：新旧コンクリート界面のせん断伝達機構に関する実験的検討，第 23 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム

- 論文集, pp.403-408, 2014.10
- 6) 福田圭祐, 湯浅康史, 森川英典: 圧縮力と新旧コンクリート界面の角度がせん断伝達機構に与える影響, 第 24 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.701-706, 2015.10
 - 7) 湯浅康史, 森川英典, 大坪正行, 近藤拓也: 新旧コンクリート界面における高圧縮応力作用下のせん断伝達挙動に関する解析的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.67-72, 2015.7
 - 8) 魚本健人, 峰松敏和: コンクリートのせん断強度試験方法に関する基礎的研究, コンクリート工学, vol.19, No.4, pp.106-117, 1981.4
 - 9) 田辺忠顕, 檜貝勇, 梅原秀哲, 二羽淳一郎: コンクリート構造, 1992.6
 - 10) 石原誠一郎, 三橋博三, 金子佳生: コンクリートのせん断破壊におよぼす局所化領域の影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.985-990, 2004.6
 - 11) 土木学会: コンクリート標準示方書 (設計編), 2013.4
 - 12) 遠藤孝夫, 青柳征夫: コンクリートのせん断試験方法に関する一考察, 第 32 回土木学会年次学術講演会, pp.32-33, 1977.10
 - 13) 独立行政法人土木研究所, (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会: 橋梁用プレキャスト PC 部材の接合技術に関する共同研究報告書(I), 2007.2
 - 14) DIANA User's Manual (9.4), TNO DIANA BV
 - 15) 西内達雄, 阪田憲次: 鉛直方向の施工ジョイント部での離接を考慮したアーチダムの常時挙動解析, 土木学会論文集 E, Vol.62, No.4, pp.672-688, 2006.10
 - 16) 喜多俊介, 三木朋広, 松尾真紀, 二羽淳一郎: 形状の異なる打継ぎ面を有する鉄筋コンクリート部材の非線形解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.24, No.2, pp.709-714, 2002.6
 - 17) Norbert Randl : Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010, Structural Concrete, Vol.14, No.3, pp.230-241, 2013.11
 - 18) 村田二郎, 長滝重義, 菊川浩治共著: 土木材料コンクリート第 3 版, 共立出版, 1983

第4章 桁間定着方式による外ケーブル定着装置に関する研究

4.1 概説

桁間定着方式による外ケーブル定着装置（以下、桁間定着装置と称する）は、下フランジハンチ面における新旧界面のせん断伝達抵抗により、外ケーブル張力に抵抗、定着することを意図した構造である。桁間定着装置の開発にあたっては、定着装置が外ケーブルの緊張力によりハンチ面で滑動に至るまでの定着部の挙動、および定着装置の耐荷性能を明らかにする必要がある。また、導入する界面垂直応力の大きさなどの定着装置の仕様や、定着装置を実橋に適用した場合に変動しうる新旧界面の付着状態などのパラメータが、定着部の挙動や耐荷性能に与える影響についても検討が必要である。さらに、桁間定着装置を実橋に適用するにあたっては、実物大スケールの載荷実験により定着装置の耐荷性能を検証するとともに長期性状を検証するのが望ましい。また、第5章において、桁間定着装置を用いた外ケーブル補強工法の実橋への適用性を FEM 解析により検討するが、FEM 解析の解析方法やその精度についても検討を行う必要がある。

そこで、本章では、桁間定着装置の定着部を縮小した小型供試体実験、および実物大スケールの大型供試体実験、および大型供試体実験の FEM 解析を実施して検討を行う。4.2 では、定着部の挙動や耐荷性能の評価、界面垂直応力や新旧界面の付着力等のパラメータが定着部に与える影響の評価を目的とする小型供試体実験の概要について述べ、4.3 では、小型供試体実験の結果と考察について述べる。4.4 では、定着装置の耐荷性能の検証、持続荷重作用下における定着装置の長期性状の確認等を目的とした大型供試体実験の概要および FEM 解析の概要について述べ、4.5 では、大型供試体実験と FEM 解析の結果および考察について述べる。4.6 では、本章で得られた知見についてまとめる。

4.2 桁間定着方式による外ケーブル定着装置の小型供試体実験の概要

4.2.1 実験供試体

はじめに、提案する外ケーブル定着装置を用いて、実橋に外ケーブル補強した場合の概要図および供試体のモデル化範囲を図 4.1 に示す。定着装置の耐荷性能は主桁による拘束の影響を受けると考えられることから、供試体は2つの主桁、定着装置に加えて、主桁と接合している床板も含めた断面をモデル化することとした。なお、定着装置の内桁側の拘束力は、外桁側に比べて大きいと考えられるが、実験上安全側の結果を得ることを意図して、内桁側の拘束力も外桁側と同等と考えて供試体をモデル化した。また、主桁の拘束力に影響を与える要因として横桁も考えられるが、横桁の影響は定着装置の橋軸方向の位置により変化するため、実験においては後述する供試体の設置条件（境界条件）を変化させることにより、横桁の影響を評価することとした。

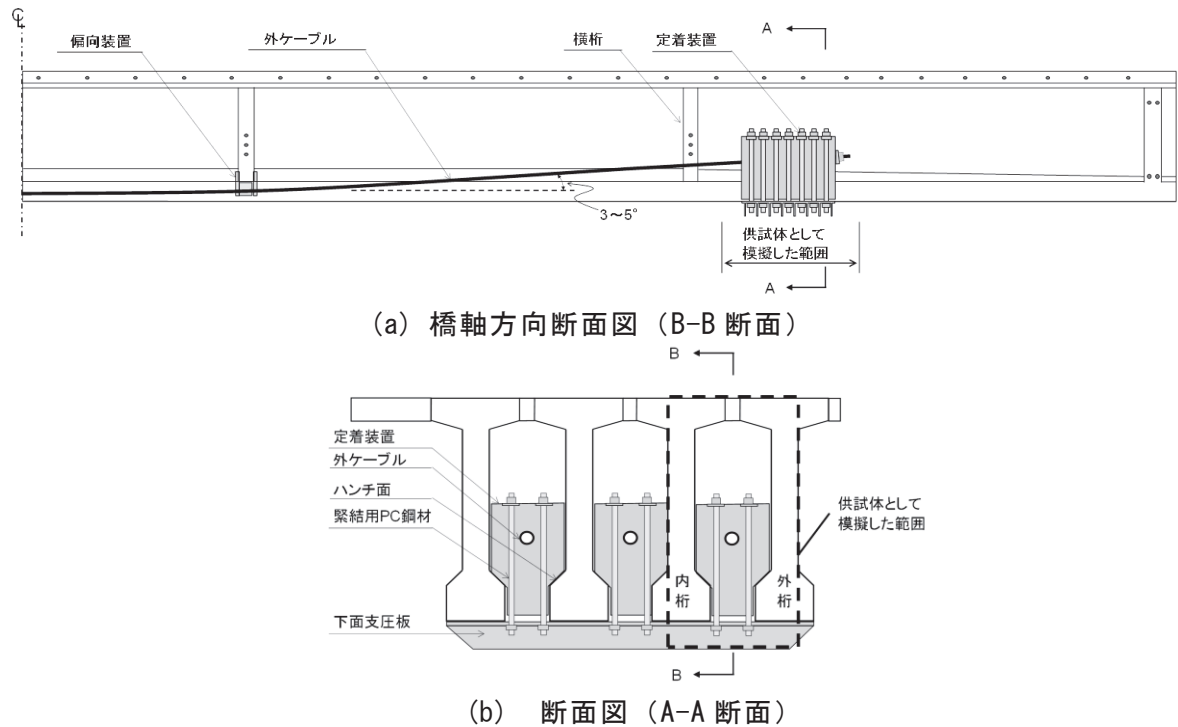


図 4.1 外ケーブル補強概要図およびモデル化範囲

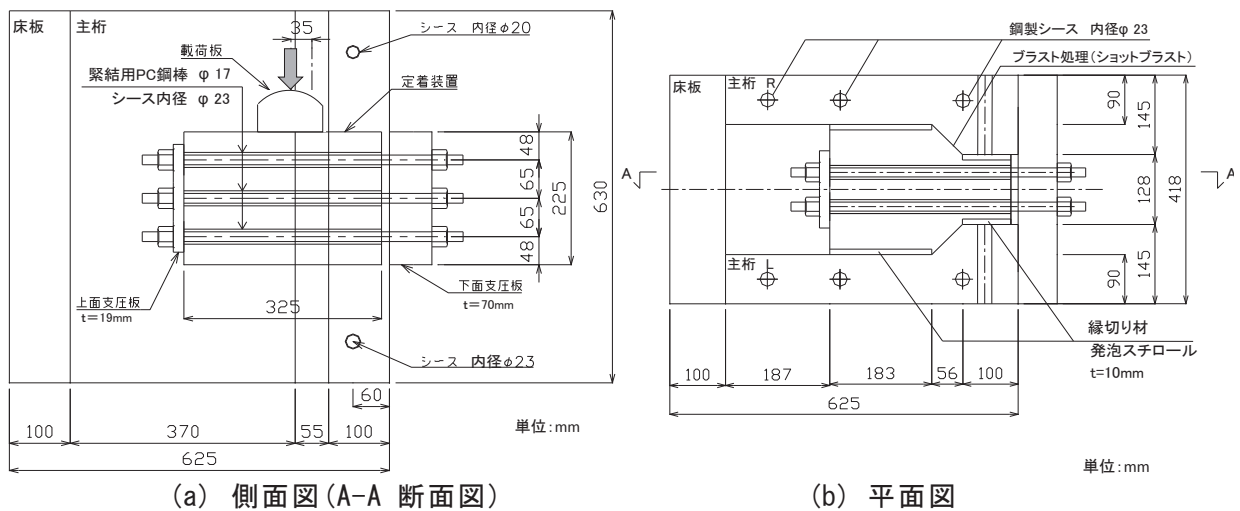


図 4.2 供試体形状

本実験の供試体の形状を図 4.2 に示す。供試体は橋長 40~50m の鉄道橋ポストテンション単純 I 形桁を 1/4 に縮小したモデルとし、実橋の状態から 90 度回転させて載荷することとした。本実験では定着装置を滑動させて、定着装置の滑動に至るまでの定着部の挙動や耐荷性能を明らかにすることを目的とすることから、定着装置の鉛直方向長さを低減するとともに、定着装置や主桁の破壊を抑制するために、定着装置および主桁の鉄筋量を増加させた。なお、鉄筋量を増加させた場合には、ひび割れ幅の抑制に効果があるものの、ひび割れ自体は生じることとなるため、損傷の位置や形態は評価できると考えられる。また、緊結用 PC 鋼材は、内径 23mm のシースに $\phi 17$ の PC 鋼棒を配置することとし、グラ

ウトは施工しないこととした。ハンチ面はショットブラストにより表面処理を行い、ウェブや下フランジ側面と定着装置との間は、発泡スチロール（厚さ 10mm）を設置して、定着装置に作用させた外力は、すべてハンチ面で主桁に伝達させる仕様とした。また、緊結用 PC 鋼棒の上面支圧板および下面支圧板には厚さ、19、70mm の鋼板をそれぞれ用いた。下面支圧板は実橋に適用する場合、断面 2 次モーメントを高めるためリブを設置することとしているが、実験では施工性に配慮し、概ね等価な曲げ剛性となる鋼板を採用した。

実験における外ケーブル張力は鉛直荷重を作用させることにより模擬した。実橋での外ケーブルは傾斜して配置されることから、外ケーブルを緊張するとハンチ面には張力の鉛直方向の分力、界面垂直応力も作用するが、傾斜角は 3～5° を想定しているためその影響は小さく、破壊形式もすべり破壊が支配的になると考えられることから、実験では水平分力のみを考慮することとした。また、外ケーブル張力は定着装置の図心に対して偏心して作用するため、定着装置のハンチ面には曲げモーメントが作用する。実験においては同等の曲げモーメントが作用するように、鉛直荷重の作用位置をハンチ面中心から 35mm 離れた位置に設定した。なお、載荷板は引張荷重 5000kN 級の外ケーブルの定着板を縮小した寸法とし、定着装置の載荷面が傾斜した場合に鉛直荷重の偏心量が急激に変化することを防止するため、載荷板の上面は R=300mm の球面とした。

4.2.2 供試体種類

実験では、界面垂直応力、新旧界面の処理方法、横桁の影響、下面支圧板の設置状態を変化させ、その影響を評価することとし、供試体種類は表 4.1 に示す 7 体とした。

界面垂直応力は、実橋での適用検討範囲である 4～10N/mm² を考慮することとした。

新旧界面の処理方法は、ショットブラストを標準（A タイプ）として、新旧界面の付着力を低減させた場合（B タイプ）も考慮した。これは、実橋における新旧界面は、既設コンクリートの材齢が大きいことや、列車通過時の振動や主桁間のたわみ差などの影響で、実験に比べて付着力が小さくなる可能性を考慮したものである。なお、付着力の低下は、ショットブラストによる表面処理後に、コンクリート型枠用の剥離剤を塗布する方法を用いており、新旧界面の凹凸性状は A タイプと同様として、付着力のみを低減させた。A タ

表 4.1 供試体種類

供試体 No.	記号	界面垂直応力 σ_n (N/mm ²)	新旧界面の処理方法	横桁の影響	下面支圧板設置状態
1	4BWO	4	A タイプ (ブラスト)	小	全幅
2	7BWO	7			
3	10BWO	10			
4	7UWO	7	B タイプ (ブラスト+剥離剤)	大	ウェブ幅のみ
5	10UWO	10			
6	7BSO	7	A タイプ (ブラスト)	大	ウェブ幅のみ
7	7BWP	7		小	

イプと B タイプの新旧界面のせん断伝達性能は 3.3 に示した通りである。

横桁の影響は、図 4.3 に示すように供試体の設置条件を変化させて考慮することとした。横桁の影響が小さい供試体は、図 4.3(a) に示すように、鋼製架台および固定用 PC 鋼材の定着板と供試体との間に、低摩擦材料であるテフロン板(テフロン板同士の摩擦係数:0.1)を 2 枚挿入することによって、横桁による主桁横方向の拘束をできる限り低減させた。なお、本供試体の载荷において、鉛直荷重は供試体図心に対して偏心して载荷することとなり、供試体の床板側で浮き上がる可能性が懸念されたことから、鉛直に配置する固定用 PC 鋼棒を設置して、载荷前に 1 本あたり 50kN の緊結力を導入した。一方、横桁の影響が大きい供試体は、図 4.3(b) に示すように、テフロン板を挿入せずに鋼製架台に直接供試体を載せて、固定用 PC 鋼棒 1 本あたり 100kN の緊結力を導入し、供試体下面の摩擦力によって主桁の横方向の移動を拘束した。さらに、拘束用 PC 鋼材を上下端部に配置して手締めで固定することによって、主桁の横方向の拘束力を付加した。なお、実験上安全側の評価を得るため、横桁の影響を小さくした供試体を標準とした。

下面支圧板の設置状態は、図 4.4 に示すように、下面支圧板をエポキシ樹脂系パテ材で下フランジ全幅に接着することを標準とし、接着部分をウェブ幅のみに限定した供試体も考慮した。なお、接着部分をウェブ幅のみに限定した供試体では、エポキシ樹脂系パテ材でウェブ幅のみに鋼板を接着し、その後下面支圧板を重ねた。

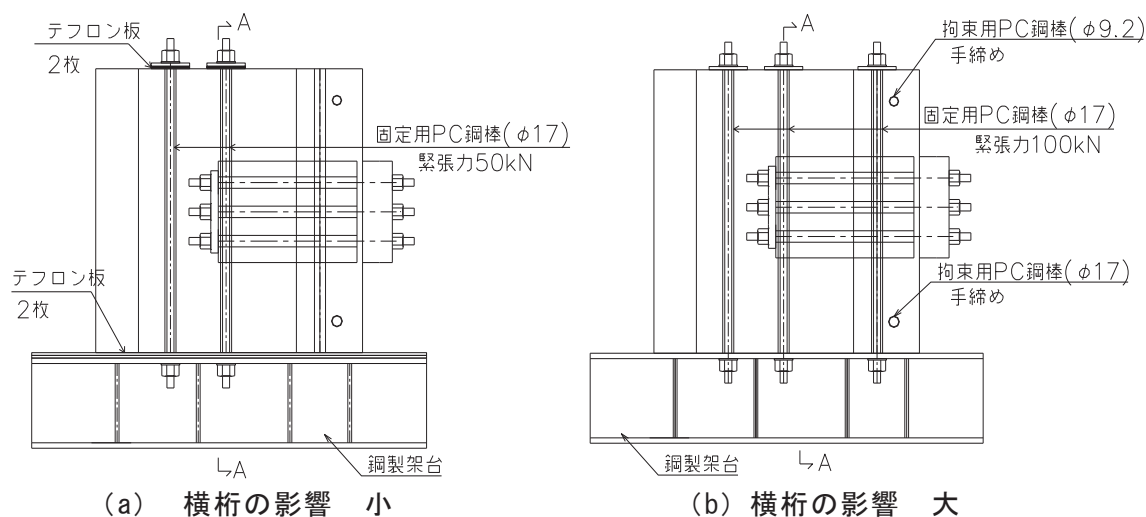


図 4.3 供試体の設置条件

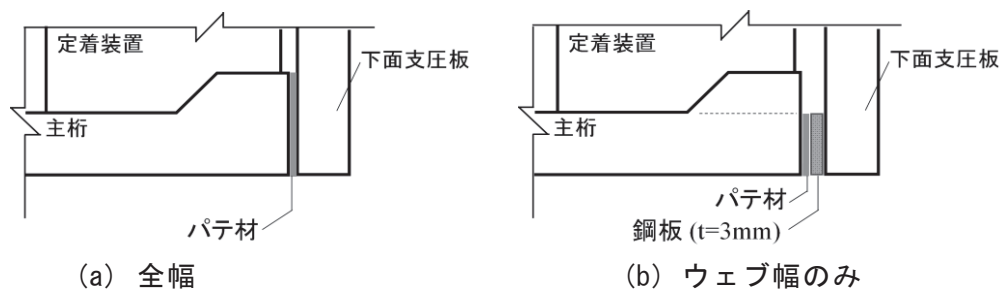


図 4.4 下面支圧板の設置状態

4.2.3 供試体製作

供試体の製作手順を図 4.5 に示す。供試体ははじめに主桁部セグメントを製作した後、材齢 18 日まで気中養生した。その後、ハンチ面の表面処理として、全供試体においてアルミナ粉によるショットブラスト（噴射密度：70kg/m²/分）を行い、7UWO、10UWO の供試体には剥離剤を塗布した。そして、主桁ウェブ側面と下フランジ側面に縁切り材として発泡スチロールを設置し、定着装置と床板部のコンクリートを打設した。そして、材齢 5 日後に、供試体移動などによる定着装置の損傷を防止するため、下面支圧板と緊結用 PC 鋼棒を配置して 1 本あたり 10kN の緊結力を導入して仮緊張した。ここで、主桁および定着装置に用いたコンクリートの材料、配合、鋼材の材料特性を表 4.2、表 4.3、表 4.4 に示す。主桁のコンクリートの圧縮強度は既設桁に一般に適用されている 40N/mm² を目標とした。また、定着装置のコンクリートは実橋で適用を予定している高流動コンクリートを用いて、目標圧縮強度は 60N/mm² とした。

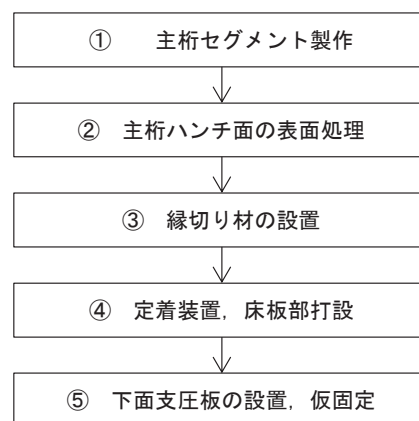


図 4.5 供試体製作手順

表 4.2 コンクリート材料

項目		仕様
セメント	早強ポルトランドセメント	密度 3.13g/cm ³ 比表面積 4670cm ² /g
細骨材	滋賀県犬上郡多賀町産砕砂	密度（表乾）2.66g/cm ³ 粗粒率 2.80
粗骨材	G1 岐阜県大垣市産 砕石 2010	密度（表乾）2.65g/cm ³ 実績率 58.9%
	G2 岐阜県大垣市産 砕石 1505	密度（表乾）2.64g/cm ³ 実績率 59.9%
混和材	高性能減水剤	ポリカルボン酸エーテル系化合物
	AE 剤	変性アルキルカルボン酸化合物系陰イオン界面活性剤

表 4.3 コンクリート配合

(a) 主桁

粗骨材 最大寸法 Gmax (mm)	スランプ sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量(kg/m ³)						
					水 W	セメント C	細骨材	粗骨材		混和剤	
							S1	G1	G2	高性能 減水剤	AE 剤
20	15	39.0	4.5	46.6	150	385	849	579	386	2.80	1.50

(b) 定着装置、床板

粗骨材 最大寸法 Gmax (mm)	スランプ フロー sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨 材率 s/a (%)	単位量(kg/m ³)						
					水 W	セメント C	細骨材	粗骨材		混和剤	
							S1	G1	G2	高性能 減水剤	AE 剤
15	50	35.0	4.5	53.0	170	486	888	-	781	4.37	1.50

表 4.4 鋼材の材料特性

鋼材	呼び名	記号	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
PC 鋼棒	φ 17	SBPR930/1080	1022	1145
鉄筋	D13	SD345	404	578
	D6	SD345	372	556

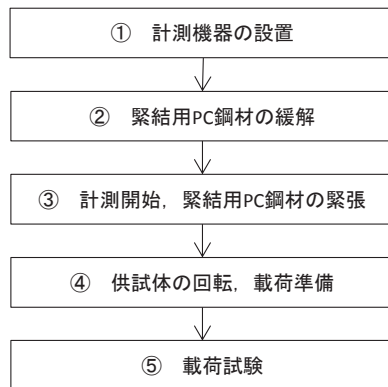


図 4.6 試験手順



写真 4.1 緊結用 PC 鋼棒緊張状況

供試体製作後から荷重試験までの試験手順を図 4.6 に示す。荷重試験は定着装置のコンクリートの打設から 28 日後以降に実施した。まず、写真 4.1 に示すように供試体を 90° 回転させた状態で、供試体に変位計などの計測機器を設置した。その後、仮緊張していた緊結用 PC 鋼棒の緊結力を一度解放し、計測を開始して、緊結用 PC 鋼棒に所定の界面垂直応力となるように緊結力を導入した。緊張作業はトルクレンチを用いて図心に近い PC 鋼材から順次、所定の緊結力を導入した。これらの作業が完了した後に、供試体の回転、固定用 PC 鋼材、荷重板の設置を行った。その後、鉛直荷重を作用させて実験を行った。

4.2.4 荷重試験方法

荷重は写真 4.2 に示す 150t 荷重試験フレームを用いて、2000kN ジャッキにより鉛直荷重を作用させて行った。なお、主桁間の狭隘部にある定着装置に荷重を作用させるため、ジャッキの先端に写真 4.3 に示すφ 100 の荷重伝達鋼材を取り付けた。なお、荷重伝達鋼材の転倒を防止するため、供試体の上面にガイドプレートを取り付け、ガイドプレートが供試体を拘束しないように床板のみにクランプを用いて固定した。

荷重試験は単調荷重とし、荷重は 10kN ずつ増加させた。また、50kN ごとにひび割れの発生状況の確認を行った。

荷重試験時の計測項目は、変位、PC 鋼材の張力として、変位計とひずみゲージの設置位置は、図 4.7 のとおりとした。変位は、ハンチ面付近の滑動面の挙動を詳細に把握することを意図して変位計を密に配置した。緊結用 PC 鋼棒の張力は、PC 鋼棒 1 本あたりひずみ

ゲージを2枚貼付して計測した。なお、評価に用いた計測項目には図中において計測名を付している。

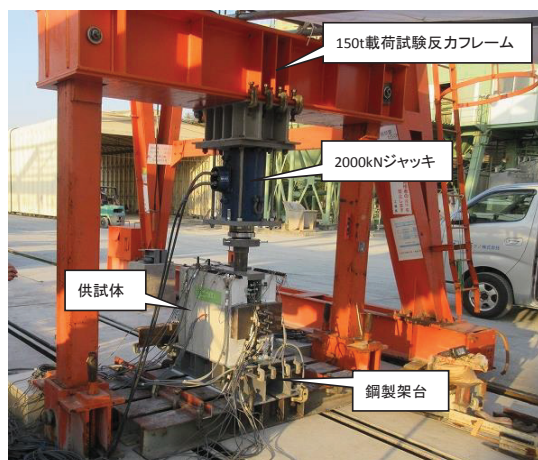


写真 4.2 載荷試験機

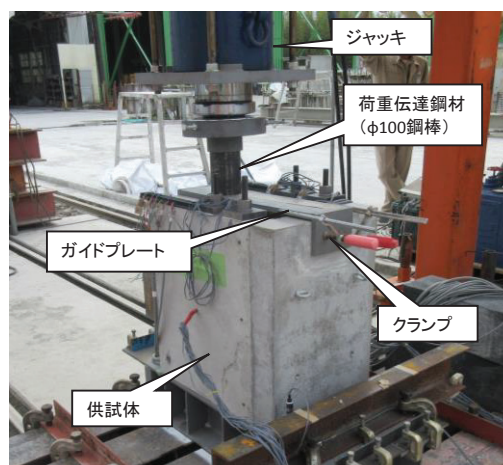


写真 4.3 載荷治具

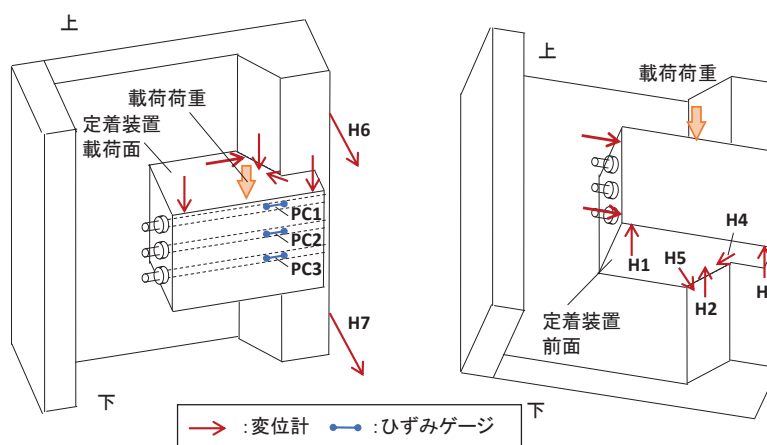


図 4.7 計測概要

4.2.5 ハンチ面に作用する断面力

緊結用 PC 鋼棒の緊結力および載荷荷重によりハンチ面に作用する断面力の概要図を図 4.8 に示す。緊結用 PC 鋼棒の緊結力 N_p を作用させると、ハンチ面に垂直に作用する圧縮力、平行に作用するせん断力として、それぞれ、 $N_p / 2 \cdot \cos \theta$ 、 $N_p / 2 \cdot \sin \theta$ が作用する。また、荷重 P を作用させると、ハンチ面には鉛直方向のせん断力 $P / 2$ が作用する。したがって、載荷時にはハンチ面のせん断力は $N_p / 2 \cdot \sin \theta$ と $P / 2$ の合力が作用することとなり、第3章での実験結果を勘案すると、式(4.1)により算出される大きさのせん断力 S が作用すると考えられる。本研究では、この考え方に基づき、式(4.1)により算出したせん断力を用いて評価を行う。なお、界面垂直応力 σ_n は、ハンチ面に垂直に作用する圧縮力 $N_p / 2 \cdot \cos \theta$ をハンチの面積で除して求めた。

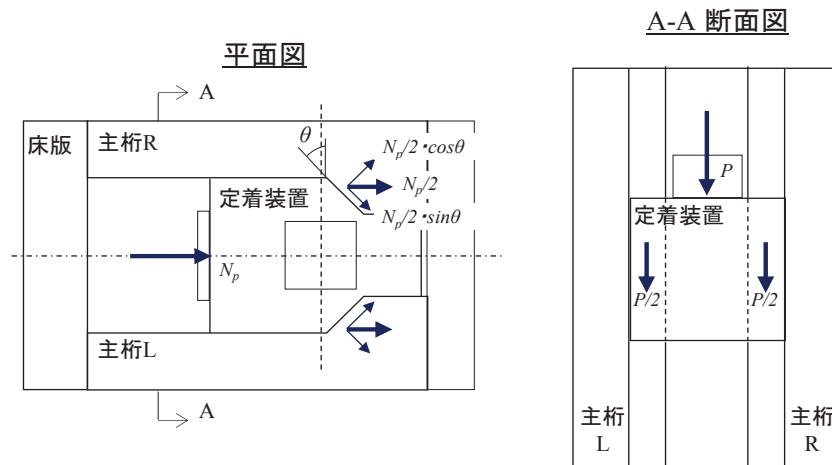


図 4.8 ハンチ面に作用する断面力

$$S = \sqrt{\left(\frac{N_p \cdot \sin \theta}{2}\right)^2 + \left(\frac{P}{2}\right)^2} \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、 S ：せん断力、 N_p ：緊結用 PC 鋼棒の緊結力の総和、 θ ：ハンチの角度、
 P ：載荷荷重

4.2.6 浮上り荷重の計算値

図 4.9 に示すように、載荷荷重は定着装置に偏心して作用することから、載荷荷重を作用させると定着装置には曲げモーメントが生じる。したがって、載荷荷重を増加させると、ハンチ面載荷側の曲げ引張応力が増加することとなり、縁応力度が新旧界面の引張強度を超過すると曲げひび割れが発生し、定着装置は浮き上がり始めると考えられる。さらに載荷荷重を増加させた場合には、回転の図心位置は定着装置前面側に移動し、定着装置の回転挙動が卓越する挙動を示すと考えられる。次節での実験の評価においては、定着装置が曲げモーメントにより浮き上がり始める荷重（以下、浮上り荷重と称する）を評価することが重要な事柄のひとつと考えられ、ハンチ面の縁応力度が 0N/mm^2 となる時点で、ハンチ面で曲げひび割れが発生すると仮定する¹⁾と、式(4.2)が成り立つことから、浮上り荷重の計算値 P_{h0} は式(4.5)により計算することとした。

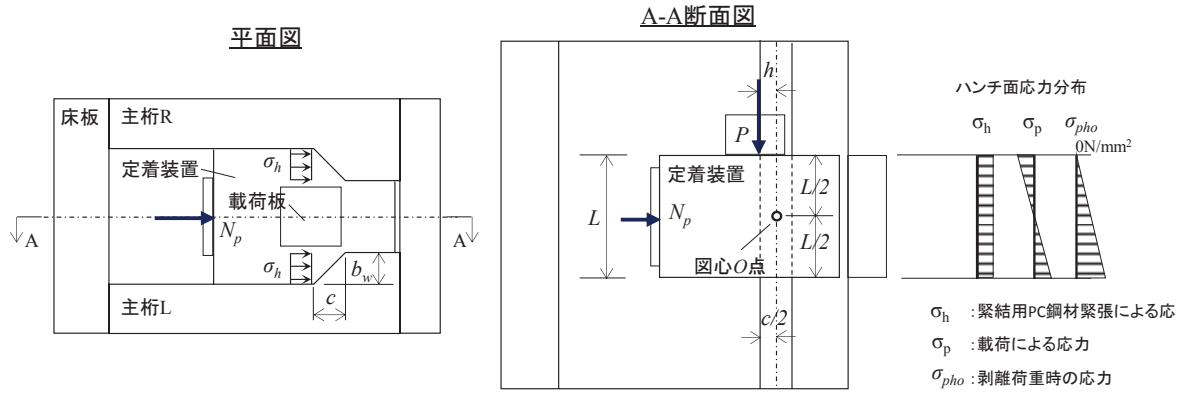


図 4.9 ハンチ面応力の状態

$$\sigma_h + \sigma_p = 0 \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

$$\sigma_h = \frac{N_p}{2 \cdot b_w \cdot L} \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

$$\sigma_p = \frac{M}{W_c} \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

$$P_{h0} = \frac{N_p \cdot L}{6 \cdot h} \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

ここに、 σ_h ：緊結用 PC 鋼棒の緊結力により水平投射したハンチ面の応力、 σ_p ：载荷荷重によるハンチ面载荷側縁応力、 M ：O 点回りにおけるモーメント(= $-P \cdot h$)、 W_c ：水平投影したハンチ面の断面係数(= $(2b_w \cdot L^2)/6$)、 h ：ハンチ中央から载荷位置までの水平距離、 L ：定着装置長、 b_w ：ハンチ幅、 P_{h0} ：浮上り荷重

4.3 小型供試体実験の結果および考察

4.3.1 基準供試体 (7BW0) の挙動

(1) 定着装置の変位と荷重の関係

定着装置が滑動に至るまでの定着部の挙動を評価するにあたって、基準供試体となる 7BW0 を対象に载荷時の挙動を詳細に評価した。定着装置前面の鉛直変位と荷重との関係を図 4.10 に示す。図に示した計測の位置は図 4.7 のとおりである。荷重が増加すると、初期段階では概ね線形挙動を示したが、定着装置の全体挙動を計測するために上面支圧板側に設置した H1 の変位は、約 200kN で線形挙動を示さなくなった。また、ハンチ面での微小なすべりを計測するための H2 の変位も、概ね同じ荷重で線形挙動を示さなくなった。H2 変位の増加は、ハンチ面付近でひび割れが生じ、微小なすべりが生じ始めたためと考えられる。また H1 と H2 の変位が同等の荷重で線形挙動を示さなくなったことは、定着装置としての弾性限界が、ハンチ面付近でのすべり挙動に依存したことによるものと推察でき

る．このため，本研究における弾性限界荷重は，ハンチ面での鉛直変位と荷重の関係から線形挙動を示さなくなる荷重として抽出することとした．さらに，荷重を増大させると，430kN 付近で H2(主桁 R 側)の変位が急増するものの，さらに大きな荷重に抵抗して最大荷重に至った．その直後，ハンチ面付近に生じたひび割れ面において，荷重低下を伴って急激に滑動し，鉛直変位も増大した．

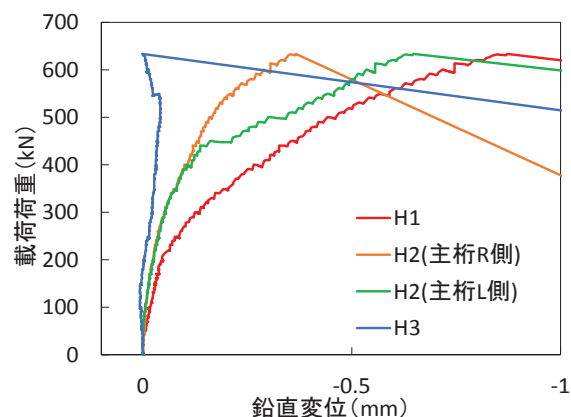


図 4.10 荷重と載荷方向変位の関係

(2) ハンチ面のすべり挙動

ハンチ面でのすべりが先行した主桁 L 側のハンチ面を対象として，ハンチ面のすべり挙動を詳細に評価する．図 4.7 に示すように，ハンチ面には 3 方向に H2，H4，H5 の変位計を設置しており，それぞれ，鉛直すべり，水平すべり，ひび割れ幅と称して，荷重との関係を図 4.11 に示す．なお，これら変位は棒状変位計を用いて計測していることから，変位計の固定位置と計測位置に一定の距離を有しており，計測値は新旧界面での挙動のほかコンクリートの弾性短縮の影響も含まれている．このため，鉛直すべり，水平すべり，ひび割れ幅は弾性短縮の影響を含む見かけの値である．

載荷の初期段階ではどの変位も概ね増加しないが，載荷荷重が約 200kN を越えると，鉛直すべりが増加し始めるとともに，水平すべりも増加し始めた．その後，約 430kN で鉛直すべり，水平すべりが急増するとともに，ひび割れ幅も増加し始めた．このことから，ハンチ面ですべりが生じはじめると，鉛直すべりのみではなく，水平すべり，ひび割れ幅も増加することが認められた．なお，水平すべりは，緊結用 PC 鋼棒による張力などによる水平方向のせん断力に起因して生じ，ひび割れ幅の増加は，滑動面の凹凸に起因して生じたものと考えられる．

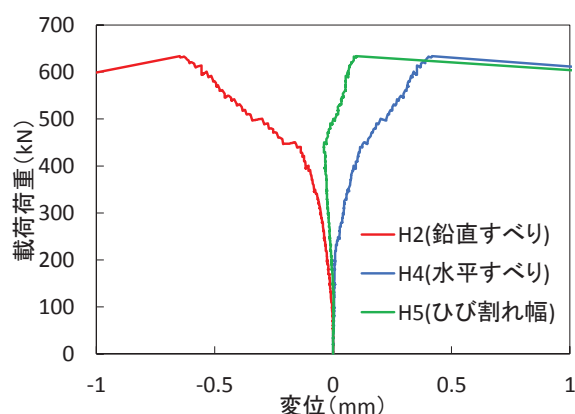


図 4.11 荷重とハンチ面変位の関係

(3) 主桁の開きと荷重の関係

図 4.7 に示した H6, H7 の変位による, 主桁の開き量と荷重との関係を図 4.12 に示す. 変位は定着装置と供試体上下端部との中間の高さにおいて, 下フランジ間の変位を計測している. 主桁は, 定着装置より下側では初期段階から荷重に比例して外側へ開くことが認められ, 200kN 付近から開き量が増加し始めて, 非線形性を示すようになった. なお, ハンチ面のすべりも同等の荷重から増加しはじめており, ハンチ面の水平すべりが主桁の開きを生じさせる原因となったものと考えられる. 一方, 主桁の上側はわずかに閉じる挙動を示した.

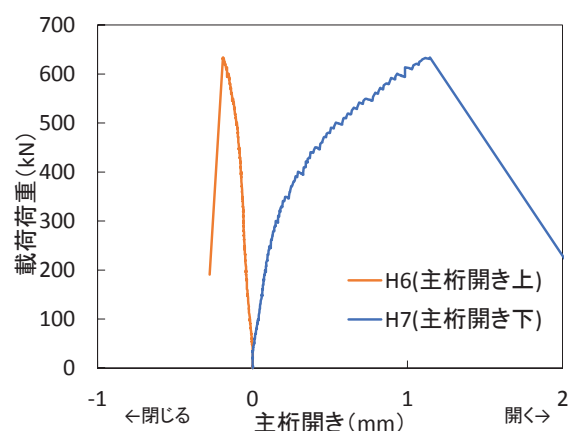


図 4.12 荷重と主桁開き量の関係

(4) 緊結用 PC 鋼棒の張力と荷重の関係

次に, 緊結用 PC 鋼棒の張力と荷重の関係を図 4.13 に示す. また, この図には, 浮上り荷重 P_{ho} の計算値も併せて示す. 载荷の初期段階では上側の PC1 は張力が線形的に増加, 下側の PC3 の張力は減少, 真ん中の PC2 の張力は変化しない挙動を示した. これは, 载荷荷重を偏心して作用させているために, 定着装置の前面側では圧縮応力が増加, 载荷面側では減少して, コンクリートが弾性変形し, PC 鋼材の定着間距離が変化したためと考えられる. そして, 荷重 300kN 付近から PC1 の張力がさらに増加しはじめ, 400kN 付近から PC2 の張力も増加し始めた. PC 鋼棒の張力の増加は, 载荷荷重が P_{ho} を超過した直後から生じており, ハンチ面の载荷面側からひび割れが生じて, 定着装置の回転変形が著しくなったことに起因するものと推察される.

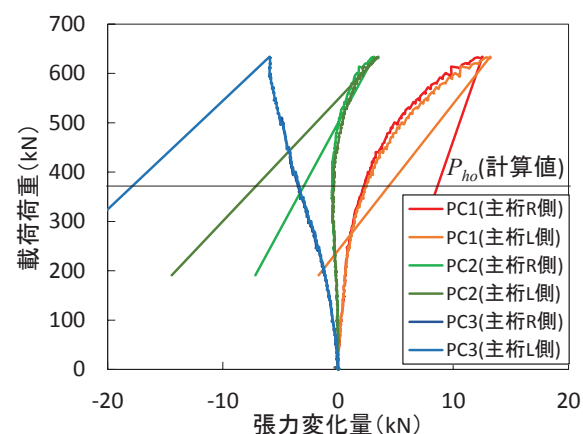


図 4.13 荷重と緊結用 PC 鋼棒張力関係

(5) 供試体の挙動

4.3.1 (1) ~ (4) の計測結果から推察される, 7BWO の定着部の挙動を図 4.14 に示す. 载荷初期では弾性挙動を示すものの, 荷重が約 200kN となった時に, ハンチ面付近に生じたひび割れ面での微小なすべりが生じ始めることによって, 変位は非線形性を有する挙動へと遷移した. なお, ひび割れ面でのすべりは鉛直すべりと同時に, 水平すべりとひび割れ幅の増加も生じ, さらにハンチ面の水平すべりは主桁を外側へ開く挙動も生じさせた(図 4.14(b)). さらに, 荷重を増加させると 400kN 付近から, 図 4.14 (c) のように, 定着装

置が浮き上がり，回転挙動が卓越しはじめて，緊結用 PC 鋼棒の張力が増加する現象が認められた．その後，ハンチ面のすべりと回転挙動とを生じながら，最終的にハンチ面で定着装置が滑動した．なお，これら一連の挙動は 10UWO 以外のすべての供試体においても認められた．

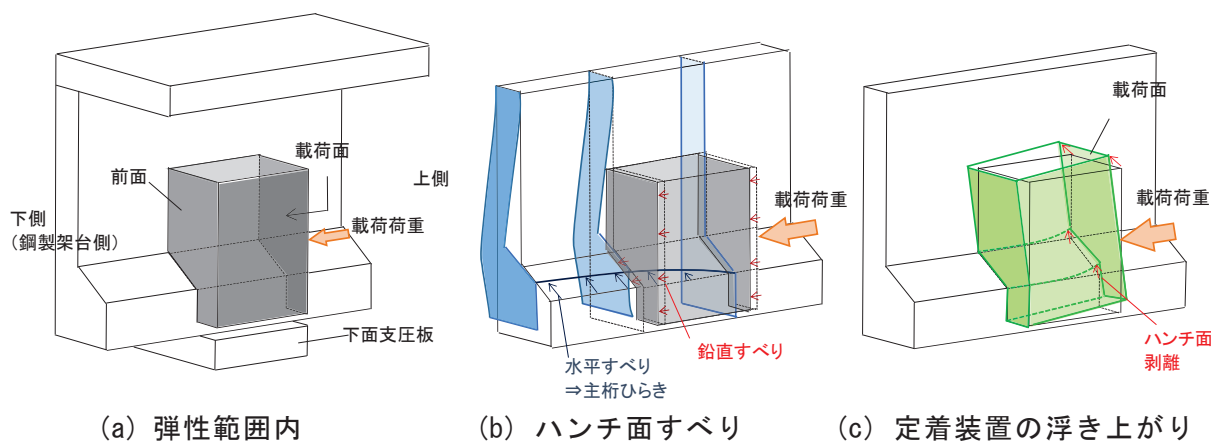
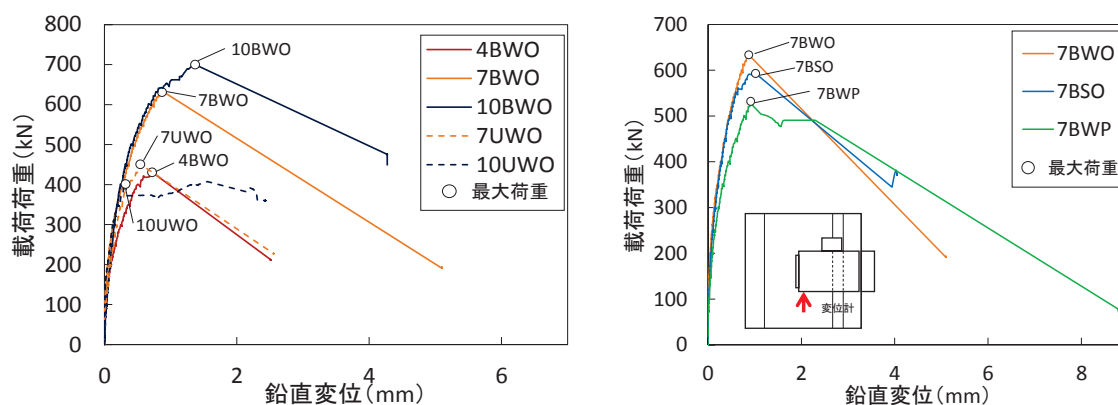


図 4.14 供試体挙動のイメージ図

4.3.2 各供試体の実験結果

全供試体の定着装置の変位と荷重の関係を図 4.15 に示す．定着装置の変位には，図 4.7 に示した H1 の変位計を用いた．载荷の初期の段階では 10UWO を除いて，荷重と鉛直変位の関係は線形関係を示したが，鉛直荷重を増加すると，鉛直変位や各種変位が非線形挙動となり，鉛直変位がさらに増加する挙動を示した．そして，変位が増大して最大荷重に達したあと，10UWO を除き，荷重低下および破壊音を伴い，定着装置がハンチ面付近に生じたひび割れに沿って鉛直方向に滑動する挙動を示した．

実験結果一覧を，式 (4.5) で示した浮上り荷重 P_{ho} ，および式 (3.5) で計算したせん断伝達耐力 V_{cw} の計算値とあわせて表 4.5 に示す．各パラメータが定着部に与える影響や耐荷性能の評価は，項目ごとにまとめて後述する．



(a) 界面垂直応力および表面処理方法の影響 (b) 横桁拘束力および下面支圧板の影響

図 4.15 荷重と鉛直変位の関係

表 4.5 実験結果一覧

No.	記号	実験値							計算値	
		f_c (N/mm ²)		N_p (kN)	σ_n (N/mm ²)	P_{elim} (kN)	P_{max} (kN)	S_{max} (kN)	P_{ho} (kN)	V_{cw} (kN)
		主桁	定着装置							
1	4BWO	57.5	69.6	196.4	3.97	189	430.7	226.2	212	119.0
2	7BWO			357.8	7.23	200	633.7	341.2	371	160.6
3	10BWO			492.9	9.96	230	700.0	391.0	530	188.4
4	7UWO			335.2	6.77	160	450.7	254.6	371	125.5
5	10UWO			496.4	10.0	-	401.3	266.6	530	158.8
6	7BSO			345.1	6.97	197	593.0	320.6	371	157.7
7	7BWP			336.4	6.80	175	531.9	291.3	371	155.7

※ f_c : コンクリートの圧縮強度, N_p : 緊結用 PC 鋼棒の合力, σ_n : 界面垂直応力, P_{elim} : 弾性限界荷重,
 P_{max} : 最大荷重, S_{max} : ハンチ面に作用する最大合成せん断力, P_{ho} : 剥離が生じ始める鉛直荷重の計算値,
 V_{cw} : せん断伝達耐力 (式 (3.5) を用い, 面性状を表す係数 b は, 7UWO, 10UWO は 2/5, その他は 1/2 を用いた)

4.3.3 破壊性状

(1) ひび割れ性状

主桁で確認されたひび割れ状況および確認時点を写真 4.4, 表 4.6 にそれぞれ示す. 写真 4.4 (a) に示すひび割れは, 定着装置の下側の主桁下フランジに発生し, すべての供試体で確認された. 写真 4.4 (b) に示すひび割れは, 主桁外側面のハンチ付近に鉛直方向に生じており, 定着装置の滑動後に確認された. 写真 4.4 (c) に示すひび割れは, 床板に斜めひび割れが生じたもので, 7BWP のみに滑動後に確認された. これらの主桁に生じたひび割れの発生メカニズム推定図を図 4.16 に示す. 定着装置のハンチ面で水平すべりが生じ, 主桁が外側に開く挙動は計測結果から認められている. 下フランジのひび割れは, 主桁は開く挙動を示す際に下面支圧板が拘束することによって生じたものと推察される. また, 主桁外側面のひび割れは, 床板および下面支圧板で両端固定された主桁に, ハンチ面付近で水平すべりに伴って外側方向の変位が生じることによって, 曲げひび割れが生じたものと推察される. 7BWP で確認された床板のひび割れは, 下面支圧板の拘束が小さく, 主桁は床板のみで固定された片持ち梁の状態に近くなることから, ハンチ付近での曲げモーメントが小さくなり, 主桁外側のひび割れは生じなかったものの, 床板付近の曲げモーメントが卓越して, 床板に斜めひび割れが生じたものと推察される.

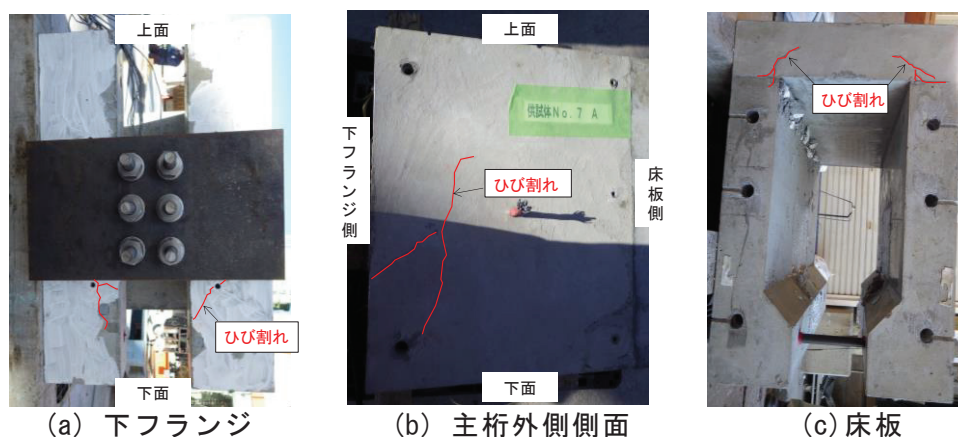


写真 4.4 主桁に生じたひび割れ状況

表 4.6 ひび割れの確認時点

供試体 No.	記号	ひび割れ確認時期		
		下フランジ	主桁外面側面	床板
1	4BWO	載荷荷重 350 kN	滑動後	—
2	7BWO	載荷荷重 500 kN	滑動後	—
3	10BWO	載荷荷重 450 kN	滑動後	—
4	7UWO	載荷荷重 400 kN	滑動後	—
5	10UWO	載荷荷重 300 kN	400kN	—
6	7BSO	載荷荷重 450 kN	滑動後	—
7	7BWP	載荷荷重 400 kN	—	滑動後

※「—」はひび割れなし

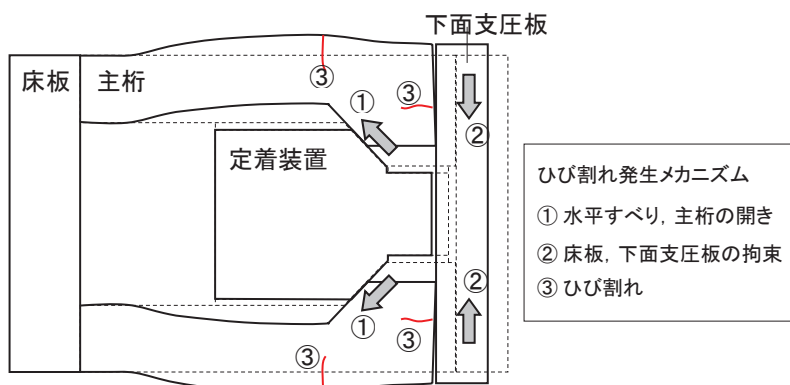
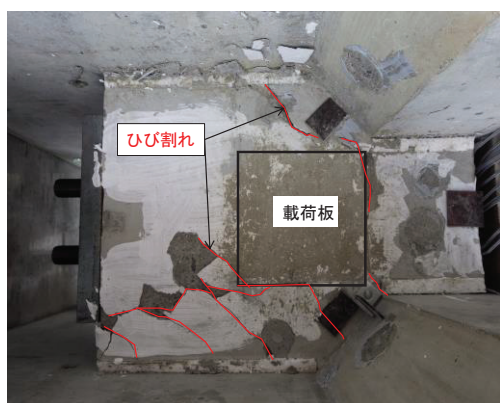


図 4.16 主桁ひび割れの発生メカニズム

次に、載荷試験終了後に確認した定着装置に生じたひび割れの状況を写真 4.5 に示す。載荷面では、すべての供試体において急激な滑動に伴う衝撃によって、比較的不規則なひび割れが生じ、著しくコンクリートが損傷した。一方、定着装置前面では、すべての供試体において、ハンチ面にのみひび割れが生じていることが認められた。



(a) 載荷面



(b) 定着装置前面

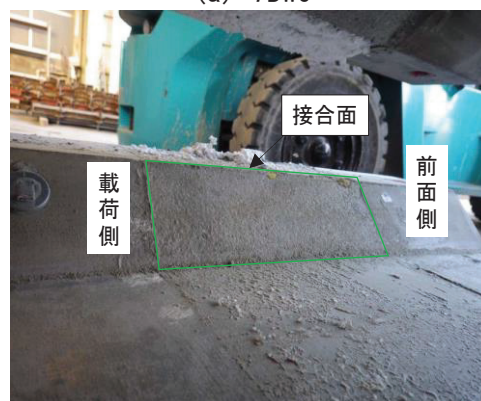
写真 4.5 定着装置のひび割れ性状 (7BW0)



(a) 7BW0



(b) 10BW0



(c) 7UW0



(d) 10UW0

写真 4.6 載荷試験後のハンチ面状況

(2) 滑動面の状態

載荷試験終了後に供試体を解体して、確認したハンチ面の状態を写真 4.6 に示す。すべての供試体において、ハンチ面付近にひび割れが発生し、主桁と定着装置が分離している状況が認められたが、剥離剤を塗布していない供試体の 4BW0, 7BW0, 10BW0, 7BWP では、写真 4.6 (a), (b) に示すように、ハンチ面的一部分で定着装置のコンクリートが主桁側に付着し、部分的に新旧界面が滑動面となっていない状況が確認された。定着装置の

コンクリートが付着している箇所は、載荷面側に多くみられ、定着装置内部に生じたひび割れが、新旧界面でのひび割れに先行したためと考えられる。なお、滑動面が一部ひび割れ面となる場合には、新旧界面と同等以上の粗度を有することとなるため、滑動に対する抵抗力が低下しなかったものと推察される。一方、7BSO と剥離剤を塗布した 7UWO、10UWO では、写真 4.6(c), (d) に示すように、新旧界面の全面が滑動面となっていたことが認められた。ただし、10UWO では、新旧界面に主桁側でひずみを計測していた鉄筋が露出している状況が確認された。主桁コンクリートの製作時にハンチ位置のかぶりが適切に確保できておらず、またひずみゲージの防水のために、鉄筋にテープを巻き付けていることによって、かぶりが著しく小さくなっていたためと推察される。このため、10UWO では新旧界面近傍に脆弱部を含む状態となっており、耐荷性能に影響を与えていたものと推察される。

4.3.4 界面垂直応力の大きさが定着部の耐荷性能および挙動に与える影響

界面垂直応力を変化させた 4BWO、7BWO、10BWO について、荷重と鉛直すべりの関係を図 4.17 に示す。界面垂直応力を大きくすることによって、最大荷重および弾性限界荷重が大きくなることが認められた。また、界面垂直応力が大きいほど、弾性限界荷重以降の同荷重時における鉛直すべりは小さく、微小なすべりは抑制される傾向が認められた。

次に、界面垂直応力の大きさが、ハンチ面でのすべり挙動に与える影響を評価するため、鉛直すべりと水平すべりの影響との関係を図 4.18 に示す。界面垂直応力が大きいほど、鉛直すべりに対して水平すべりが増加する傾向が認められる。これは、界面垂直応力が大きいほど、緊結用 PC 鋼棒の緊結力が大きく、水平方向のせん断力も大きくなることに起因したものと考えられる。次に、鉛直すべりとひび割れ幅の関係を図 4.19 に示す。ひび割れ幅は、載荷初期段階においてコンクリートの弾性短縮の影響を受けて減少したものの、鉛直すべりが 0.1~0.2mm 以上となると、どの供試体も鉛直すべりの増加に伴ってひび割れ幅が増加する挙動が認められた。しかし、界面垂直応力の大きさの差異によるひび割れ幅の増加傾向は認められなかった。ひび割れ幅は、滑動面の凹凸性状の山の高さに依存するものと考えられ、4BWO、7BWO、10BWO の滑動面は定着装置コンクリートが付着して凹凸性状が様々であったことから、その影響が大きく、界面垂直応力に依存しなかったものと考えられる。なお、ひび割れ幅は最大でも 0.1mm で水平すべりと比べて小さく、ひび割れの開口が供試体の挙動に与える影響は相対的に小さいものと考えられる。

また、界面垂直応力の大きさが既設主桁に与える影響を評価するため、荷重と主桁開きとの関係を図 4.20 に示す。界面垂直応力が大きいほど、同じ荷重における主桁の開き変位が小さくなる傾向が認められる。界面垂直応力が大きいほど水平すべりは卓越するが、すべり量が抑制されることから、主桁の開きは抑制されたものと考えられる。

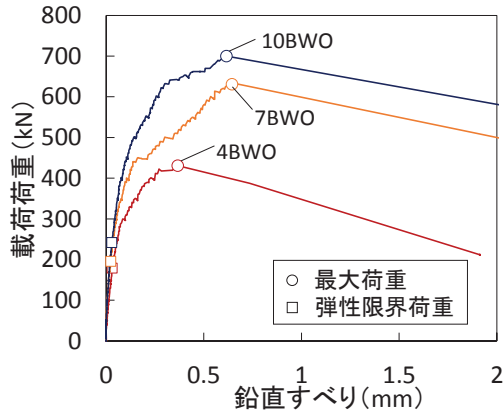


図 4.17 荷重と鉛直すべりの関係

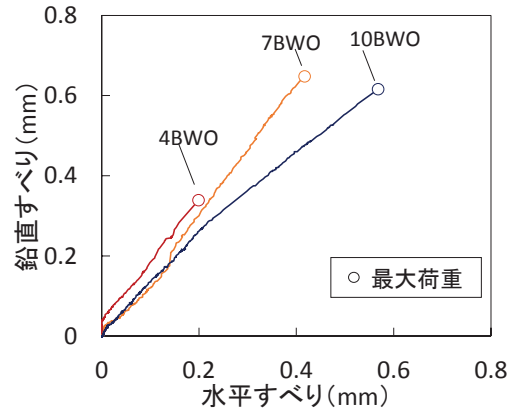


図 4.18 鉛直すべりと水平すべりの関係

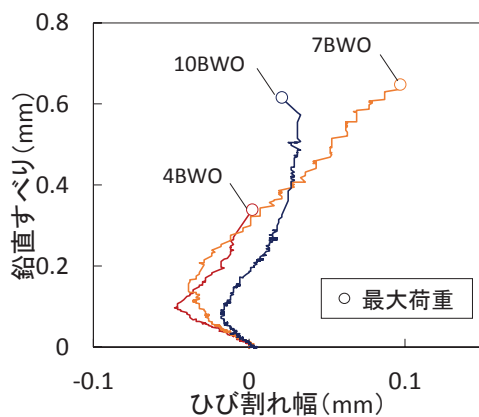


図 4.19 鉛直すべりとひび割れ幅の関係

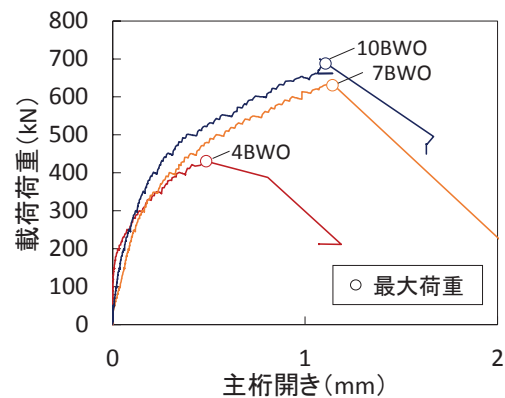


図 4.20 荷重と主桁開き量の関係

4.3.5 ハンチ面の付着が定着部の耐荷性能および挙動に与える影響

新旧界面での付着を変化させた 7BWO, 10BWO と 7UWO, 10UWO の荷重と鉛直すべりの関係を図 4.21 に示す. ハンチ面の付着を低減させた 7UWO, 10UWO は, 7BWO, 10BWO に比べて最大荷重が低下することが認められた. なお, 10UWO は 7UWO より界面垂直応力が大きい供試体であるが, 最大荷重は小さくなっている. また, 10UWO の最大荷重に達したあとの挙動は大きな荷重の低下は生じず, 概ね一定の荷重で水平変位が漸増して, 定着装置が滑動する挙動を示した. 10UWO は, 写真 4.6(d) で示したように, ハンチ面の付近に配置した鉄筋のかぶりが極めて小さく, 接合面の一部が脆弱となっていた実験上の不具合により, 耐荷性能および滑動性状に影響したものと推察される.

次に, 鉛直すべりと水平すべりの関係を図 4.22 に示す. 鉛直すべりと水平すべりの関係において, 付着力の差による優位な差は認められず, 付着力はすべり方向に影響を与えないと考えられる. しかし, 剥離剤を塗布した 7UWO, 10UWO は最大荷重時のすべり量が小さい. これは, 最大荷重時のすべり量が滑動面の凹凸性状に依存したものと考えられる. すなわち, 剥離剤を塗布した 7UWO, 10UWO の滑動面は, 新旧界面となっており凹凸の高さが小さかったのに対し, 7BWO, 10BWO の滑動面はひび割れ面が含まれており凹

凸の高さが大きかったことから、7UWO、10UWO は鉛直すべりが小さい段階で最大荷重に至ったものと考えられる。

次に、図 4.23 に荷重と主桁開き量関係を示す。はじめに、7BWO と 7UWO を比較すると、付着力を低下させた 7UWO は、主桁の開き挙動は、7BWO と同等であった。これは水平すべり量が同等であることから整合する。しかし、7UWO は滑動面の凹凸の高さが小さいことから、開き量が小さい段階で最大荷重に至ったと推察される。次に、10BWO と 10UWO を比較すると、10UWO は载荷初期から主桁が開く挙動を示している。10UWO はハンチ面に脆弱部を有していたために、载荷初期からハンチ面で滑動して主桁が開く挙動を示し、10BWO と異なった挙動を示したと考えられる。これらのことから 10UWO は、適切な実験となっていないと判断し、以降の評価からは除くこととした。

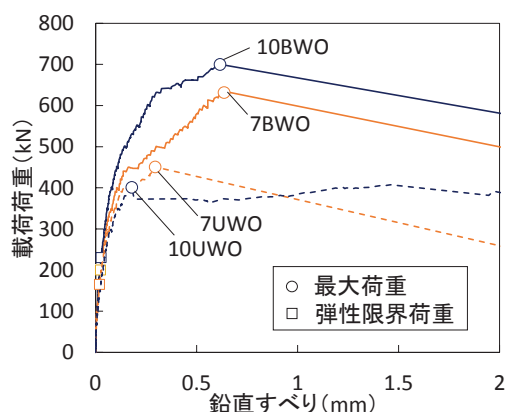


図 4.21 荷重と鉛直すべりの関係

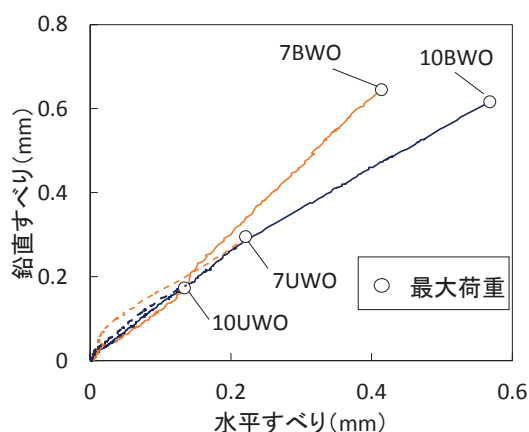


図 4.22 鉛直すべりと水平すべりの関係

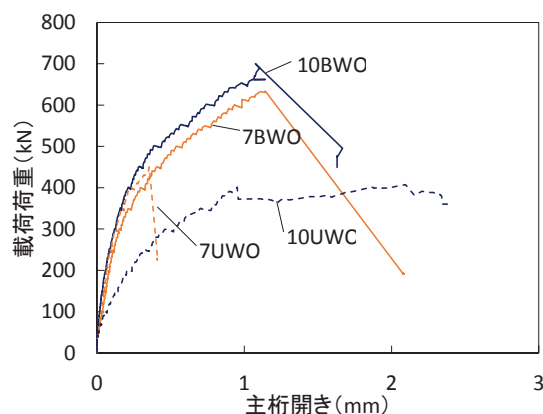


図 4.23 荷重と主桁開き量の関係

4.3.6 横桁が定着部の耐荷性能および挙動に与える影響

横桁による影響を変化させた 7BSO と 7BWO の荷重と鉛直すべりの関係を図 4.24 に示す。横桁の影響を大きくした 7BSO の最大荷重は、7BWO よりやや小さいものの有意な差が認められず、横桁が耐荷性能に大きな影響を与えない結果となった。そこで、実験上の横桁の影響を大きくした 7BSO が 7BWO に比べて、想定した拘束効果を有しているかどうかを確認した。

荷重と主桁開きの関係を図 4.25 に示す。载荷初期においては、7BSO と 7BWO とは概ね同等の挙動を示すが、水平すべりが生じ始めて主桁の開きが増加し始めたあと、7BSO の主桁開き量は 7BWO に比べて小さく、7BSO は主桁の開きを抑制する効果が大きくなっ

ていることが認められた。ただし、主桁開きの計測は、図 4.7 の H7 に示すように、定着装置と供試体下面の中間点で計測しており、定着装置高さにおける主桁の開き量を計測できていない。そこで、図 4.26 に示すハンチ面における鉛直すべりと水平すべりの関係から、定着装置位置での拘束状態を確認することとした。横桁による主桁の拘束力が増加した場合、ハンチ面での水平すべりが小さくなることが想定されたが、7BSO の水平すべり量は 7BWO に対してやや大きくなる結果を示した。したがって、定着装置の高さにおける主桁の開きは、7BWO が 7BSO に対してやや大きかったものと推察される。これらの計測データに基づき、主桁の開き状況のイメージ図を図 4.27 に示す。

これらのことから、本供試体の形状においては、横桁の拘束は、定着装置位置の主桁の開きには影響していなかったものと考えられ、この結果、最大荷重にも有意な差が生じなかったものと推察される。なお、横桁が定着装置の耐荷機構に影響を与えなかった理由として、下面支圧板による主桁の拘束の影響が、横桁に比べて相対的に大きいことなどが考えられる。なお、定着装置が供試体下面により近い場合には、定着装置の耐荷性能に影響を与える可能性も考えられる。

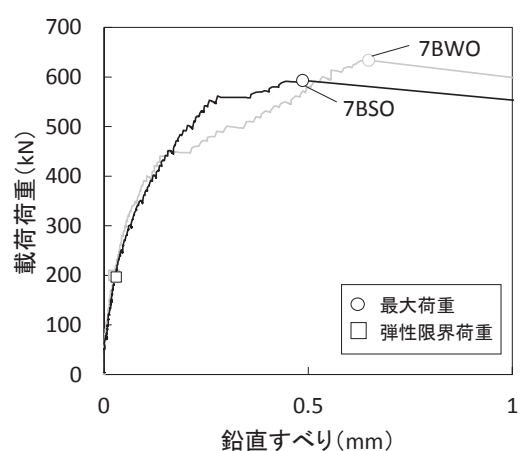


図 4.24 荷重と鉛直すべりの関係

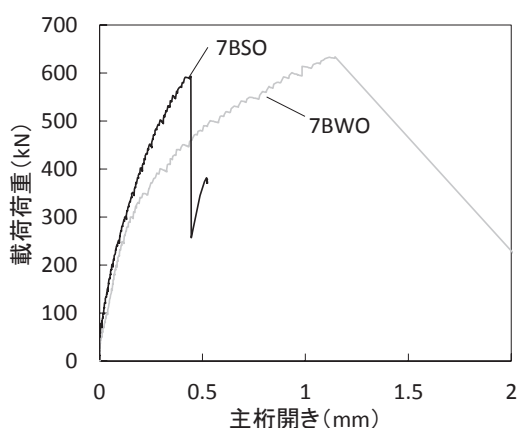


図 4.25 荷重と主桁開き量の関係

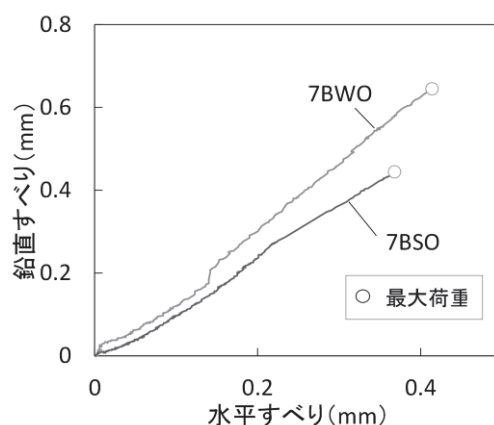


図 4.26 鉛直すべりと水平すべりの関係

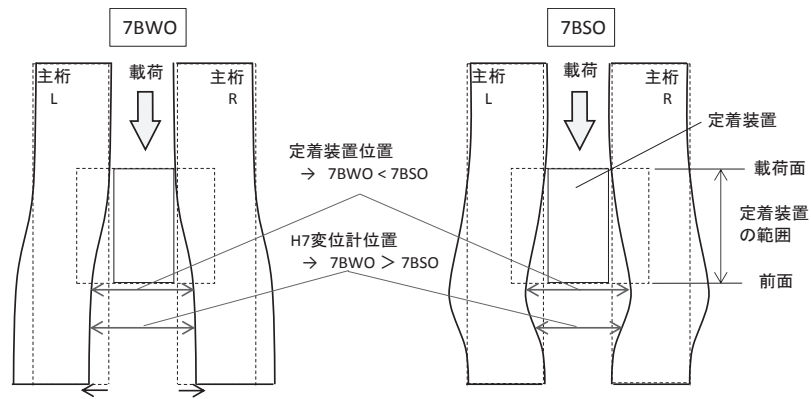


図 4.27 主桁の開きイメージ図

4.3.7 下面支圧板の設置状態が定着部の耐荷性能および挙動に与える影響

下面支圧板の設置状態をパラメータとした7BWPと7BWOの荷重と鉛直すべりの関係を図4.28に示す。下面支圧板の設置範囲をウェブ幅に限定した7BWPは7BWOに比べて、最大荷重が低下した。この原因を推察するため、図4.29に荷重と主桁開きとの関係を示す。7BWPは、7BWOに比べて、同じ載荷荷重時の主桁の開き量は大きくなっており、主桁による定着装置の拘束状態が大きく異なっていたと推察される。また、図4.30にハンチ面の鉛直すべりと水平すべりの関係を示す。7BWPは水平すべり量が7BWOに比べて大きくなる傾向が認められた。これらのことから、7BWOは下面支圧板を下フランジにパテ材で接着していたのに対し、7BWPではウェブ幅のみに鋼板を接着して下面支圧板を重ねる仕様としていたため、7BWPは下面支圧板による主桁の拘束力が小さく、その結果、主桁の開き量の増加や最大荷重の低下が生じたものと推察される。

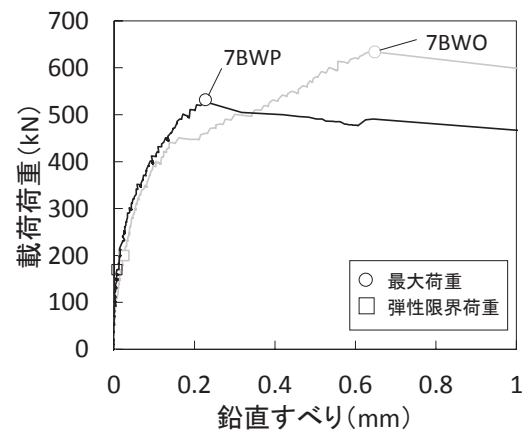


図 4.28 荷重と鉛直すべりの関係

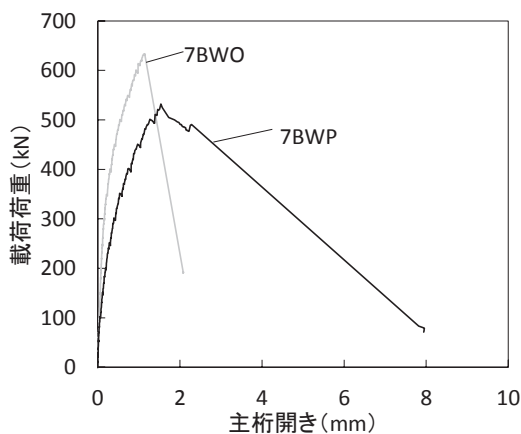


図 4.29 荷重と主桁開き量の関係

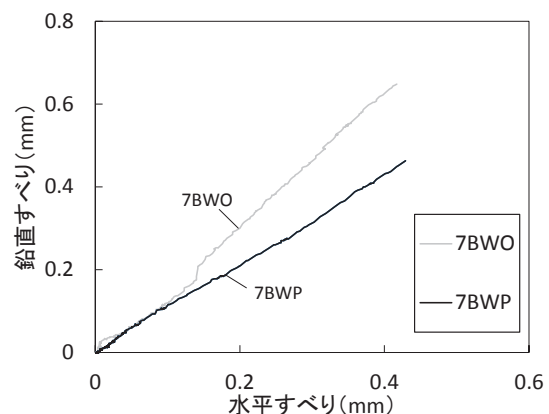


図 4.30 鉛直すべりと水平すべりの関係

4.3.8 弾性限界荷重の評価

弾性限界荷重と緊結用 PC 鋼棒の緊結力の関係を図 4.31 に示す。緊結力が大きくなるほど、弾性限界荷重が大きくなる傾向を示したが、その影響は小さく、どの供試体の弾性限界荷重も 200kN 程度であった。これは、図 2.40 で示したウェブ定着装置と異なる特徴であり、桁間定着装置の緊結力は傾斜したハンチ面に作用するため、ハンチ面には垂直力のほかせん断力も作用するためと考えられる。そこで、ハンチ面の断面力を用いて評価することとし、弾性限界荷重時にハンチ面に作用するせん断力（以下、弾性限界せん断力）とハンチ面に垂直に作用する圧縮力（以下、ハンチ面垂直力）の関係を図 4.32 に示す。なお、せん断力は式 (4.1) に基づき、2 方向のせん断力を考慮している。図 4.32 から、弾性限界せん断力はハンチ面垂直力と明確な線形関係となっていることが認められた。なお、7BWO と横桁の影響を大きくした 7BSO、下面支圧板の仕様を変更した 7BWP とで、弾性限界せん断力は概ね同等であった。これは、ハンチ面でのすべりが生じ始めた弾性限界の段階においては、横桁や下面支圧板の状態の差異による影響は小さく、各供試体でハンチ面の応力状態が概ね同等であったためと考えられる。

ここで、小型供試体の実験で得られた弾性限界荷重の妥当性を検証するため、3.3.6 で示したルーマニア式せん断実験の結果と比較検討した。比較にあたって、弾性限界荷重時のせん断力を新旧界面の面積で除すことによって、弾性限界時のせん断応力（以下、弾性限界せん断応力）を算出した。小型供試体実験とルーマニア式せん断実験における、弾性限界せん断応力と界面垂直応力の関係を図 4.33 に示す。新旧界面に剥離剤を塗布した B タイプについて、小型供試体実験とルーマニア式せん断実験でやや乖離が認められるものの、小型供試体実験とル

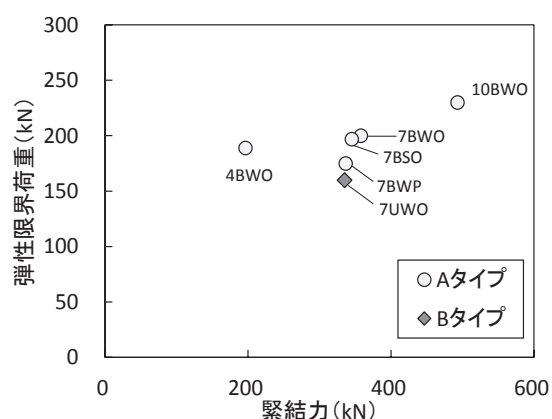


図 4.31 弾性限界荷重と緊結力の関係

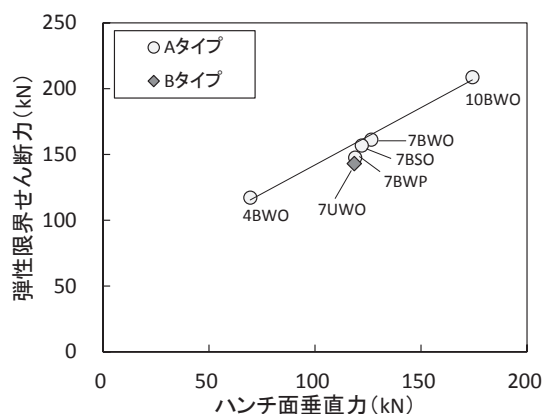


図 4.32 弾性限界せん断力と面垂直力

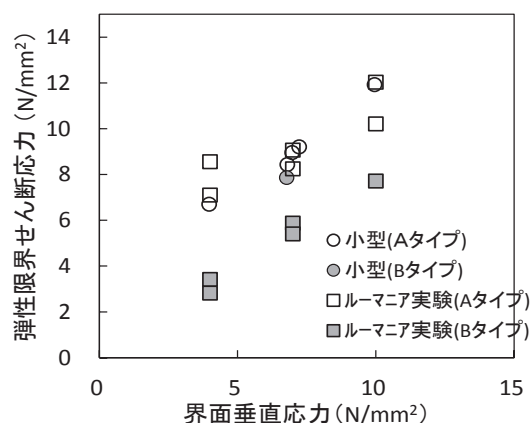


図 4.33 弾性限界せん断応力の比較

ーマニア式せん断実験の弾性限界せん断応力は概ね同程度の大きさであることが認められた。弾性限界はハンチ面付近のひび割れ面ですべりが生じはじめた段階と考えられ、この荷重段階において、定着部の新旧界面の応力状態は、主桁による拘束の影響を受けず、ルーマニア式せん断実験と大きな差異がないため、同程度の弾性限界せん断応力を示したものと考えられる。このことから、小型供試体実験の弾性限界せん断応力の妥当性が検証された。なお、A タイプと B タイプで弾性限界せん断応力が異なるのは、3.3.6 で詳述したように、弾性限界せん断応力が新旧界面の付着力に影響を受けるためと考えられる。以上を踏まえて、桁間定着装置の弾性限界せん断応力の評価式として、式(4.6)を提案する。

$$\tau_{elim} = \mu_e \cdot \sigma_n + c_e \quad (4.6)$$

ここに、 τ_{elim} ：弾性限界せん断応力、 μ_e ：摩擦係数(=0.9)、 σ_n ：界面垂直応力(N/mm²)、 c_e ：粘着力(=2.0N/mm²)

本式は、図 4.34 に示すように、クーロン則に基づき、小型供試体実験の弾性限界せん断応力の下限值となるように設定した。具体的には、界面垂直応力を 3 段階に設定した No.1～3 の供試体の結果である傾き（摩擦係数）を採用し、剥離剤を塗布した No.6 の弾性限界せん断応力も安全側に評価できるように、定数項（粘着力）を設定したものである。

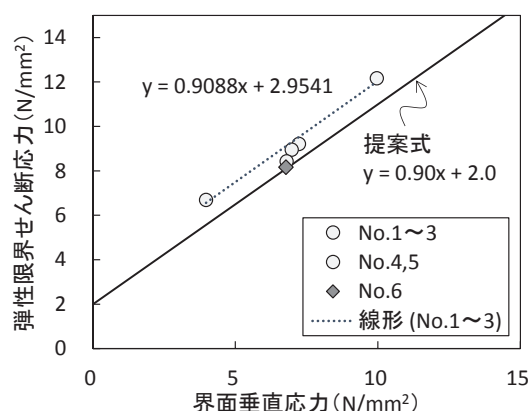


図 4.34 弾性限界せん断応力の提案式

4.3.9 浮上り荷重の評価

図 4.13 に示したように、荷重と PC 鋼棒の張力変化量の関係において、載荷荷重が浮上り荷重の計算値 P_{ho} に達した後、定着装置の図心高さに位置する PC 鋼棒（図 4.7 に示す PC2）の張力が増加することが認められた。このことから、本研究では、浮上り荷重の実験値を、PC2 の張力が最小となる荷重として抽出した。浮上り荷重と P_{ho} （計算値）の関係を図 4.35 に示す。 P_{ho} は実験の浮上り荷重を

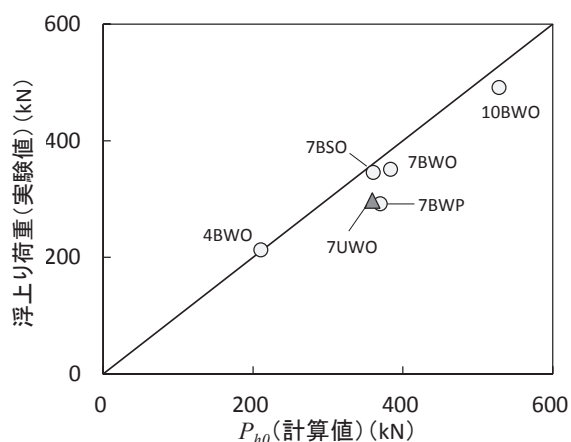


図 4.35 浮上り荷重の実験値と計算値の関係

やや過大評価する傾向にあるが、概ね精度よく評価できることが認められた。

4.3.10 最大荷重の評価

最大荷重はハンチ面に作用するせん断力にて評価することとし，せん断伝達耐力の実験値と計算値の関係を図 4.36 に示す．なお，計算値は，安全係数を考慮しない式 (3.5) に基づき，コンクリートの圧縮強度には強度が小さい主桁コンクリートの値を，面性状を表す係数 b にはブラスト処理のみを行った供試体は $1/2$ ，ブラスト処理後に剥離剤を塗布した供試体は $2/5$ を用いた．この図より，計算値は実験値を過度に安全側に評価していることが認められた．

次に，せん断伝達耐力とハンチ面垂直力の関係における実験値と計算値の比較を図 4.37 に示す．なお，計算値は設計せん断伝達耐力の面性状を表す係数 b を変化させた結果も併せて示している．ブラストのみで表面処理を行った A タイプの供試体では，滑動面が一部ひび割れ面となっていたことから， b に $2/3$ を用いた計算値と比較しても，計算値は実験値を過小評価する結果となった．また，ハンチ面垂直力が大きくなるほど実験値と計算値が大きく乖離する傾向を示した．

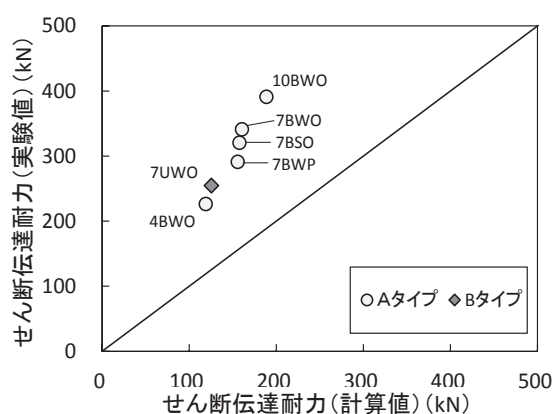


図 4.36 せん断伝達耐力の実験値と計算値の関係

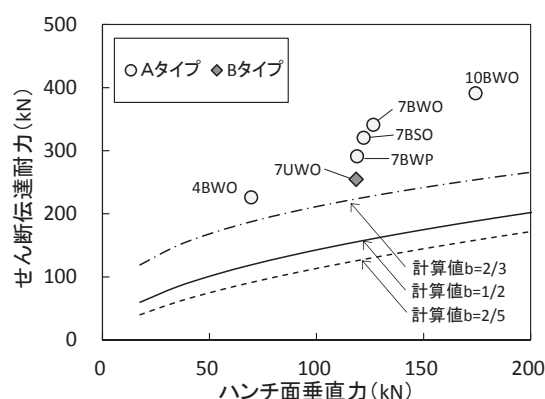


図 4.37 せん断伝達耐力の実験値と計算値の比較

また，小型供試体の実験で得られたせん断伝達耐力とルーマニア式せん断実験の結果とを比較することによって，本実験によって得られた実験値の妥当性について検討した．なお，桁間定着装置における新旧界面は，ルーマニア式せん断実験に比べてハンチ面に二方向のせん断力が作用すること，外ケーブル張力の偏心曲げモーメントが作用すること，主桁および緊結用 PC 鋼棒による拘束の影響が大きい点に差異がある．また，小型供試体実験とルーマニア式せん断実験の比較を行うにあたって，せん断伝達耐力を新旧界面の面積で除して，せん断強度を算出した．せん断強度と界面垂直応力の関係を図 4.38 に示す．剥離剤の有無に関わらず，定着部の供試体のせん断強度はルーマニア式せん断実験で求められたせん断強度より大きい結果となった．また，界面垂直応力が大きくなるほど小型供試体実験とルーマニア式せん断実験の実験値が大きく乖離する傾向を示した．

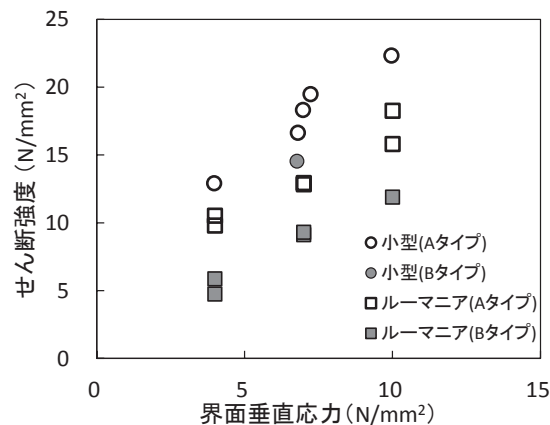


図 4.38 せん断強度の比較

ここで、小型供試体実験のせん断伝達耐力が計算値またはルーマニア式せん断実験結果と大きく乖離した原因について考察する．載荷時に認められた定着装置および主桁の挙動（図 4.14 (b), (c)）が最大せん断力に与える影響の概要図を図 4.39 に示す．まず，ハンチ面でのすべり挙動が与える影響について推察する．ひび割れ面でのすべりは，鉛直すべりと水平すべりが認められたが，鉛直すべりについてはせん断伝達耐力に与える影響は小さいと考えられる．水平すべりは，幾何的には緊結用 PC 鋼棒の定着間距離を減少させ，緊結力の低下につながると考えられる．その一方で，水平すべりは主桁を外側方向へ変位させ，この主桁の変形に伴う反力が，定着装置に作用すると考えられる．この結果，ハンチ面に垂直に作用する圧縮力が増加し，せん断伝達耐力が増加すると考えられる．また，ひび割れ面でのすべりに伴うひび割れ幅の増加も，主桁を外側に押し広げる挙動や緊結用 PC 鋼棒の張力の増加につながり，最終的にせん断伝達耐力を増加させると考えられる．また，定着装置の浮き上がりに伴う回転挙動は，載荷面側の緊結用 PC 鋼棒の張力を増加させ，その張力の増加分はハンチ面の前面側に作用する圧縮力に付加されることとなる．このことから，ハンチ面に作用する圧縮応力の総和が増加して，せん断伝達耐力は増大するものと想定される．

桁間定着装置においては，弾性限界荷重後に生じるすべり挙動や定着装置の回転挙動により，せん断伝達耐力を増加させる要因が多く存在する．今回の実験結果から，これらの影響を分離して詳細に評価することは困難であるが，拘束による効果等で新旧界面の圧縮力が増加した影響が大きいものと推察される．また，界面垂直応力が大きい場合に，実験値は計算値やルーマニア式せん断実験の値と乖離する傾向が認められたが，界面垂直応力が大きい場合には緊結用 PC 鋼棒の緊結力が大きく，水平すべり，主桁の開き量，主桁の拘束力が大きくなることから，せん断伝達耐力も大きくなったことがその要因と推察される．

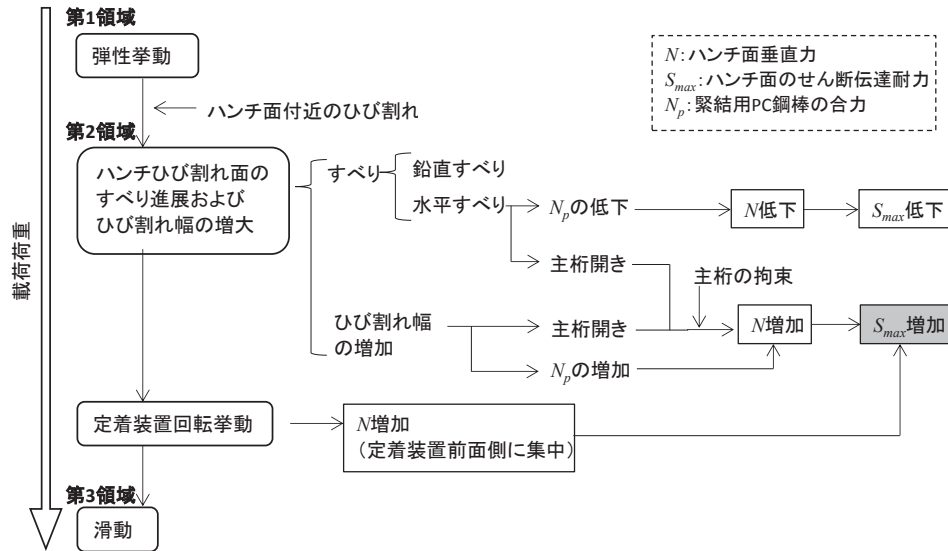


図 4.39 定着装置および主桁の挙動がせん断伝達耐力に与える影響

4.4 桁間定着方式による外ケーブル定着装置の大型供試体実験の概要

4.4.1 実験供試体

大型供試体実験では，小型供試体で検討した定着装置の耐荷性能の評価方法が，実物大の寸法においても適用できるかを検証するとともに，実橋での適用を想定して，安全率を考慮して設計された定着装置により，耐荷性能や長期性状について検証する．なお，本論文において詳述しないが，桁間定着装置は狭隘部での施工となり，難易度が高いことから，施工性を検証することも大型供試体実験の目的の一つであった．このため，コンクリートや PC 鋼材などの材料は，実橋での適用予定の材料を採用して実施した．

大型供試体の形状図を図 4.40 に示す．供試体は桁長 12m の 2 つの主桁を横桁で連結し，主桁間に 2 体の定着装置を設置した供試体とした．主桁の断面形状は，床板や上フランジ，ウェブの上部を省略しているものの，第 5 章の対象橋梁の支間中央断面を実物大で再現した．なお，床板等を省略した場合には，定着装置の橋軸直角方向の拘束力が小さくなり，定着装置の耐荷性能を過小評価すると想定されるが，安全側の評価となることを踏まえて省略可能と判断した．主桁の配筋は対象橋梁を参考としたが，過度の損傷を抑制するため，定着装置付近のスターラップ間隔を 1/2 にして鉄筋量を増加させた．また，主桁には，死荷重や外ケーブルの緊張により主桁下縁に引張応力が生じないように内ケーブルによるプレストレスを導入するとともに，横桁にも外ケーブル緊張により曲げひび割れが生じないように横締めによるプレストレスを導入した．主桁コンクリートの設計基準強度は，PC 桁に一般的に用いられている 40N/mm^2 と設定した．

定着装置 A は，外ケーブルの緊張により定着装置を滑動させて，耐荷性能の評価方法の検証を行うことを意図した供試体で，定着装置の橋軸方向長さを 900mm，緊結用 PC 鋼材を 6 本とし，実橋での適用を想定した定着装置の 1/3 程度とした供試体とした．なお，定

着装置 A の外ケーブルは、定着装置に偏心曲げモーメントが作用しないように、ハンチ面の中央高さに水平に設置した。定着装置 B は、実橋での適用を想定して設計した定着装置で、持続荷重作用下における定着装置の長期的性状の確認，FEM 解析方法の検討にあたってのベンチマークとなる結果を得ることを目的とした供試体で、定着装置長さを 2720mm，緊結用 PC 鋼材の配置を 20 本とした。外ケーブルは，実橋と同等に水平面に対して 4° 傾斜して配置した。なお，定着装置 A，B とともに，コンクリートは設計基準強度 60N/mm^2 の高流動コンクリートを用い，緊結用 PC 鋼材は，内径 155mm の鋼管内に外径 38.1mm の F130 ケーブルを配置し，グラウトは施工しないこととした。また，供試体では，載荷試験時に主桁直角方向の過大な変位が生じた場合に，主桁直角方向に緊張力を与えて変位を抑制することが可能となるように，供試体に桁拘束用 PC 鋼材をセグメントの目地付近に設けた。

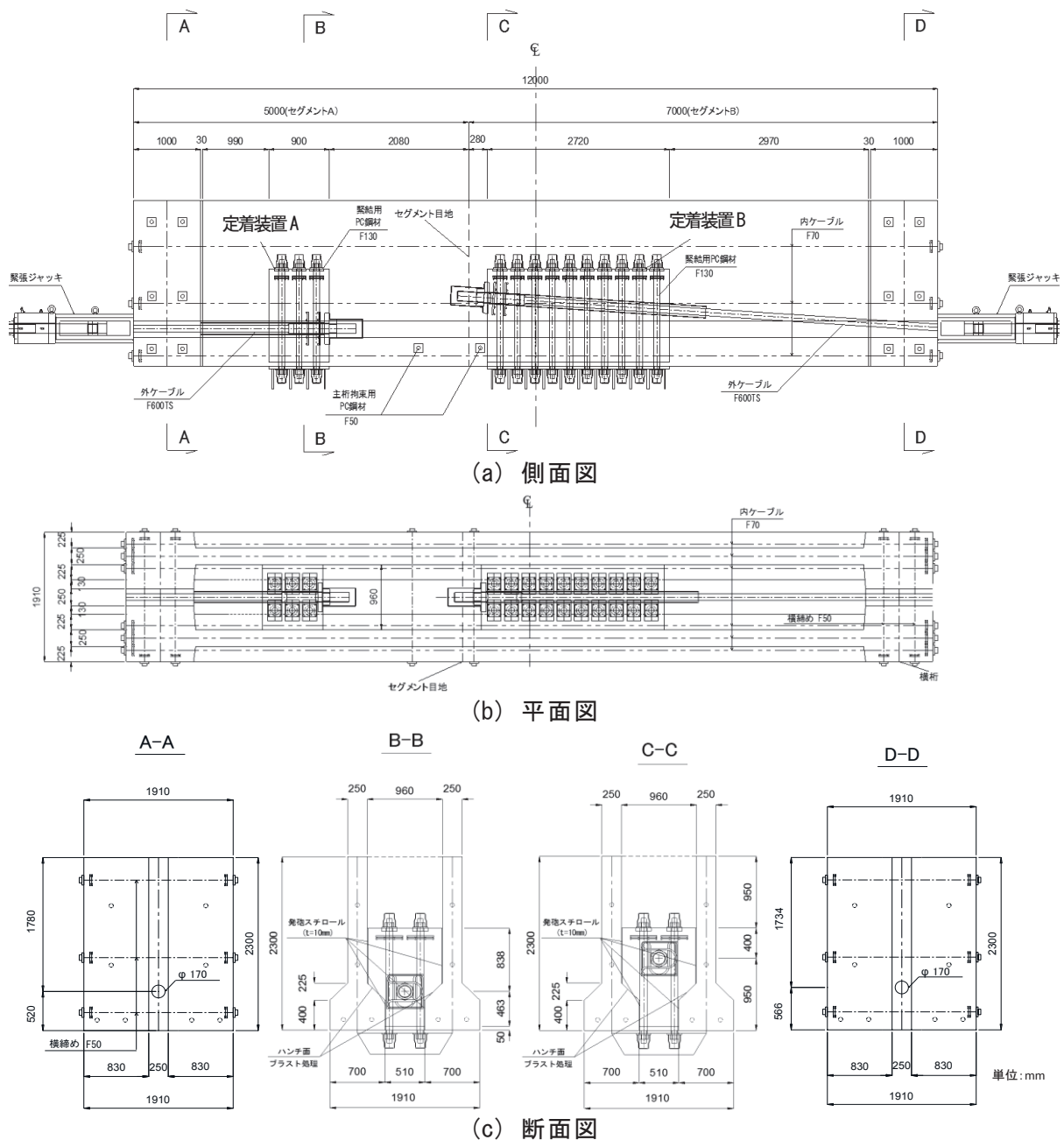


図 4.40 供試体形状図

4.4.2 供試体製作

供試体の製作手順を図 4.41 に示す。はじめに、主桁セグメントを工場製作し、材齢 30 日まで気中養生を行った。その後、実験箇所で主桁セグメントを接合し、内ケーブルを緊張することによって主桁を構築した。そして、横桁の間詰め部にコンクリートを打設し、横締め鋼材を緊張して、主桁を横桁にて連結した。次に、新旧界面となるハンチ面に、アルミナ粉によるショットブラスト（噴射密度：70kg/m²/分）を行った。ブラスト処理の状況を写真 4.7 に示す。そして、定着装置の配筋等を行ったあと、高流動コンクリートを打設して定着装置を構築した。

ここで、主桁、定着装置に用いたコンクリートの材料、配合、鋼材の材料特性を表 4.7、表 4.8、表 4.9 に示す。定着装置のコンクリートは収縮に伴うひび割れに配慮して、混和材として収縮低減剤を用いた。また、載荷試験時におけるコンクリートの材料試験の結果を表 4.10 に示す。

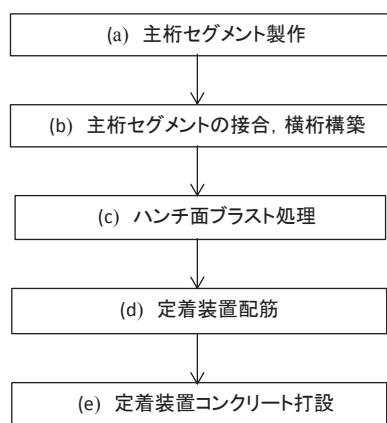


図 4.41 供試体の製作手順



写真 4.7 ブラスト処理状況

表 4.7 コンクリート材料

(a) 主桁

項目		仕様
セメント	早強ボルトランドセメント	密度 3.14g/cm ³ 比表面積 4470cm ² /g
細骨材	江津市敬川町産	密度（表乾）2.66g/cm ³ 粗粒率 2.65
粗骨材	江津市松川町産	密度（表乾）2.65g/cm ³ 実績率 59.3%
混和材	高性能減水剤	ポリカルボン酸エーテル系化合物

(b) 定着装置

項目		仕様
セメント	早強ボルトランドセメント	密度 3.16g/cm ³ 比表面積 4480cm ² /g
細骨材	山口県美祢市大嶺町	密度（表乾）2.63g/cm ³ 粗粒率 3.10
粗骨材	G1 山口県山口市 砕石 2010	密度（表乾）2.68g/cm ³ 実績率 58.8%
	G2 山口県山口市 砕石 1505	密度（表乾）2.68g/cm ³ 実績率 58.6%
混和材	高性能減水剤	ポリカルボン酸系化合物
	収縮低減剤	炭化水素系化合物とグリコールエーテル系誘導体

表 4.8 コンクリート配合

(a) 主桁

粗骨材 最大寸法 Gmax (mm)	スランプ [°] sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨 材率 s/a (%)	単位量(kg/m ³)					
					水 W	セメント C	細骨材 S1	粗骨材 G1 G2		混和剤 高性能 減水剤
20	15	47.0	4.5	46.6	163	367	790	1002	-	2.57

(b) 定着装置

粗骨材 最大寸法 Gmax (mm)	スランプ [°] フロー sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨 材率 s/a (%)	単位量(kg/m ³)						
					水 W	セメント C	細骨材 S1	G1	G2	高性能 減水剤	収縮 低減剤
20	60	32.7	3.0	52.3	174	532	873	404	404	5.85	4.00

表 4.9 鋼材の種別

種別	呼び名	記号
外ケーブル	F600TS	19×φ 15.2 SWPR7BL
緊結用 PC 鋼材	F130	7×φ 12.7 SWPR7BL
内ケーブル	F70	7×φ 9.5 SWPR7BL
横締め、主桁拘束 PC	F50	1×φ 20.3 SWPR19L
定着装置鉄筋	D13,D16	SD345
主桁スターラップ	D13	SD345
主桁主鉄筋	D16	SD345

表 4.10 コンクリート材料試験結果（載荷試験時）

部位	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	備考
主桁	57.8	35.5	3.95	
定着装置	75.5	40.0	4.74	高流動コンクリート

4.4.3 実験手順

本実験のステップを表 4.11 に示す.

(1) ステップ I

ステップ I では、はじめに定着装置 B の載荷実験を行った. これは、本供試体において、2 つの定着装置は主桁を共有しており、定着装置の滑動まで載荷することを意図した定着装置 A の実験で主桁が損傷し、定着装置 B の実験に影響を与える可能性が考えられたためである. また、ステップ I は、クリープや乾燥収縮、リラクセーションが終わった状態の定着装置の応力状態を再現したものであり、緊結用 PC 鋼材および外ケーブルの緊張力は、設計荷重時の許容引張応力度($0.6Pu$, Pu : 引張強度)に基づいて定めた.

表 4.11 実験ステップ

実験 ステップ	対象 定着装置	緊結用 PC 鋼材 緊張力	外ケーブル最大 緊張力	備考
ステップⅠ	定着装置 B	782kN/本 ($\sigma_n=6.39\text{N/mm}^2$)	3419kN ($0.6Pu$)	
ステップⅡ	定着装置 A	862kN/本 ($\sigma_n=6.39\text{N/mm}^2$)	4600kN ($0.9Py$)	定着装置が滑動しない 場合、緊結用 PC 鋼材張 力を 25% ずつ低下
ステップⅢ	定着装置 B	867kN/本 ($\sigma_n=7.03\text{N/mm}^2$)	4600kN ($0.9Py$)	
ステップⅣ	定着装置 B	867kN/本 ($\sigma_n=7.03\text{N/mm}^2$)	3419 kN ($0.6Pu$)	長期暴露
ステップⅤ	定着装置 B	782kN/本 ($\sigma_n=6.39\text{N/mm}^2$)	4600kN ($0.9Py$)	

※ Pu : 引張強度, Py : 降伏強度, σ_n : ハンチ面の界面垂直応力

(2) ステップⅡ

ステップⅡでは、定着装置 A の载荷を行った。緊結用 PC 鋼材の緊張力は界面垂直応力が定着装置 B と等しくなるように設定した。また、外ケーブルの緊張により、定着装置を滑動させることを意図しているため、外ケーブルの最大緊張力は、鋼材を安全に緊張できる限界として 4600kN ($0.9Py$, Py : 降伏強度) と設定した。なお、外ケーブルの最大緊張力を载荷しても定着装置が滑動しない場合には、外ケーブルの張力を除荷し、緊結用 PC 鋼材の緊張力を初期緊張力の 25% を解放して、ハンチ面の界面垂直応力を低減したうえで、再度外ケーブルを再緊張するステップを順次繰り返した。

(3) ステップⅢ, Ⅳ

ステップⅢ, Ⅳでは、再び定着装置 B を対象として、緊結用 PC 鋼材と外ケーブルに、クリープや乾燥収縮、リラクセーションの影響を考慮した初期緊張力を導入し、概ね 1 年間の長期暴露を実施することによって、定着装置の持続荷重作用状態での長期性状や緊張力の経時変化について検証する。なお、緊張力の経時変化の検証は、緊結用 PC 鋼材が短く、クリープ等による張力減少の影響が大きいことが懸念されたために実施したものである。長期暴露に先立って、ステップⅢでは、緊結用 PC 鋼材に所定の緊張力を導入した後、外ケーブルを設計荷重以上の最大緊張力 $0.9Py$ まで緊張し、定着装置の耐荷性能について検討した。そして、ステップⅣでは、外ケーブルの緊張力を設計荷重 ($0.6Pu$) まで低減した後、外ケーブルを定着し、概ね 1 年間にわたる長期暴露を行った。なお、ステップⅣの長期暴露では、緊結用 PC 鋼材および外ケーブルの緊張力を計測することとし、定着装置の状態については目視により確認することとした。

(4) ステップⅤ

ステップⅤでは、長期暴露の後、一度、緊結用 PC 鋼材と外ケーブルの張力をすべて解

放し、再度定着装置 B を対象に、外ケーブルに設計荷重以上の緊張力を作用させて載荷した。これは、実験ステップ I，Ⅲの実験において、変位を十分な精度で計測することができなかった理由のほか、複数回の載荷を受け、長期暴露後の状態で定着装置の耐荷性能を、最終的に確認するためである。

4.4.4 載荷試験方法

載荷実験は、緊結用 PC 鋼材に所定の緊張力を導入した後、外ケーブルを緊張して実施した。緊結用 PC 鋼材および外ケーブル張力の緊張状況の写真を写真 4.8 に示す。緊結用 PC 鋼材の緊張力は、2 段階で導入することとし、まず設定した緊張力の 50% を図 4.42 の順に導入し、その後、同じ順番で設定した緊張力まで導入した。外ケーブル緊張による載荷は、横桁を反力壁とし、5000kN センターホールジャッキにより行った。なお、載荷は 100kN ずつ増加させる単調載荷とした。また、載荷試験時は定着装置が急激に滑動する可能性があったため、ひび割れの確認は基本的に主桁の外側面や下面のみとした。載荷試験時の計測項目は、変位、PC 鋼材の張力、鉄筋ひずみとし、変位計の設置位置は、図 4.43 のとおりとした。変位の計測は、写真 4.9 のように、不動点となる鋼製の架台を構築し、変位計を鋼製架台に設置して計測した。PC 鋼材の張力は、図 4.42 に示す PC 鋼材をロードセルにて計測した。鉄筋ひずみは、定着装置付近の内部応力を把握する目的で設置し、計測位置は計測結果に併せて後述する。

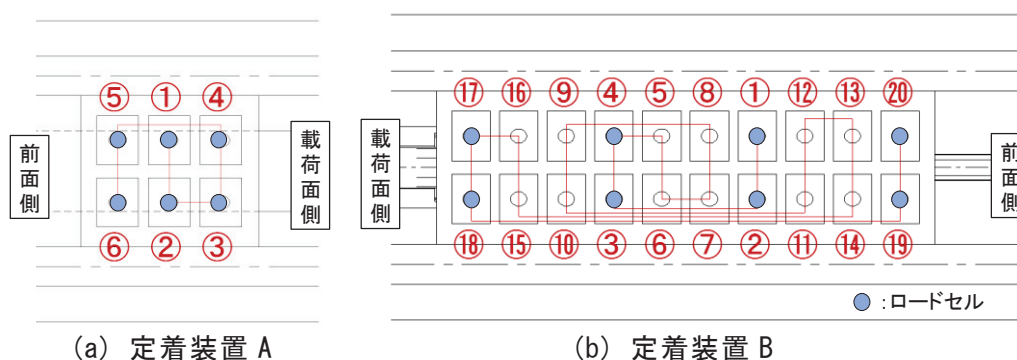
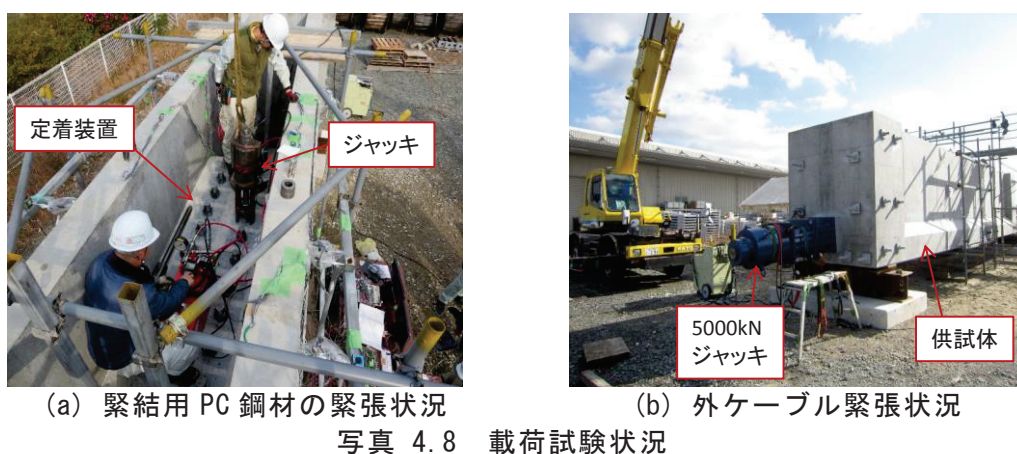
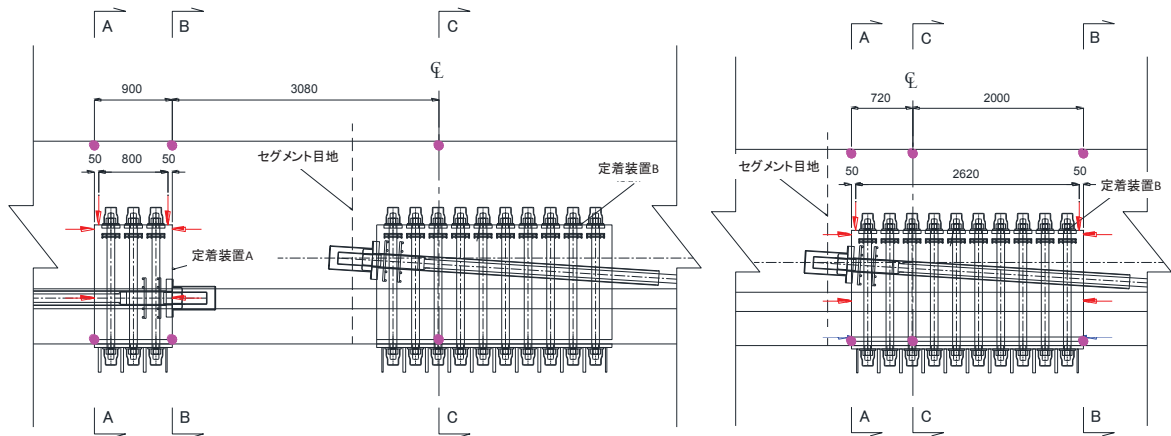
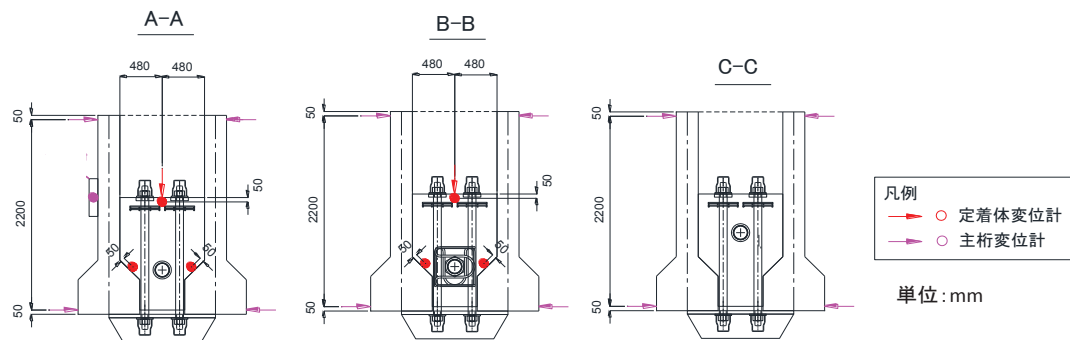


図 4.42 緊結用 PC 鋼材の緊張順序



(a) 側面図（左：定着装置 A 載荷時，右：定着装置 B 載荷時）



(b) 断面図

図 4.43 変位計設置位置図



写真 4.9 変位計の設置状況

4.4.5 解析概要

(1) 解析モデル

解析は実験ステップ V の定着装置 B の結果をベンチマークとして、解析の精度を検証する。FEM 解析では、定着装置のすべり変位やひび割れが発生するまでの評価を前提として、基本的に新旧界面を含めて弾性モデルを用いることとした。解析モデルおよび使用要素を図 4.44、表 4.12 に示す。解析モデルは、橋軸直角方向の対称性を考慮した 1/2 モデルと

した．コンクリート，鋼板はソリッド要素，鉄筋は埋め込み鉄筋要素，緊結用 PC 鋼材および外ケーブルはトラス要素，ハンチ面と下フランジ下面支圧板間には接合要素を用いた．なお，図 4.44 に示すように，定着装置と主桁ウェブ側面および下フランジ側面との間は，実験において発泡スチロールにより縁切りを行っており，解析では 10mm の空間を設けることとした．また，下面支圧板は，実験ではリブを設けているが，解析ではリブはモデル化せず，曲げ剛性が等価な平板としてモデル化した．さらに，主桁拘束用の PC 鋼材は，1 軸のばね要素でモデル化した．

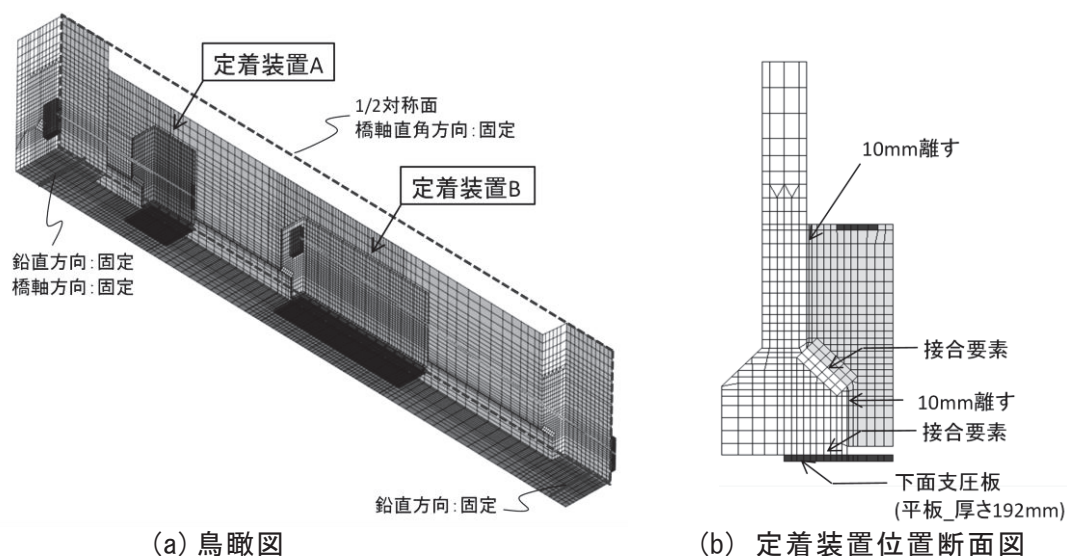


図 4.44 解析モデル

表 4.12 要素種類

部材	適用モデル
コンクリート	ソリッド要素
外ケーブル定着板	ソリッド要素
下面支圧板	ソリッド要素
鉄筋	埋め込み鉄筋要素
緊結用 PC 鋼材	トラス要素
外ケーブル	トラス要素
ハンチ面の新旧界面	接合要素
下フランジと下面支圧板間	接合要素

(2) 材料モデルと解析ケース

コンクリート，鋼板，鉄筋，PC 鋼材の要素は，すべて弾性材料としてモデル化し，材料物性値は材料試験結果や規格値に基づいて，表 4.13 のように設定した．

表 4.13 コンクリート，鉄筋等の材料物性値

部材・材料		物性値			備考
		弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	断面積 (mm ²)	
コンクリート	主桁，横桁	35.5	0.167	—	弾性係数は室内試験結果を採用
	定着装置	40.0	0.167	—	
鉄筋		200	0.3	—	断面積は鉄筋径に応じて設定
鋼材	下面支圧板	200	0.3	—	
	定着板	200	0.3	—	
PC 鋼材	外ケーブル	196	0.3	2635.3	
	緊結用 PC 鋼材	199	0.3	691.0	

ハンチ面の接合要素は，図 4.45 に示すように，厚さ 0mm のばね状モデルとし，面垂直方向(n 方向)と面平行方向(t 方向)にそれぞれ抵抗するモデルとした．構成則は式 (4.7) に示すように，応力-相対変位関係で与えた．また，定着装置 B は十分な定着性能を有すると考えられたことから，材料非線形は考慮せず弾性モデルとした．

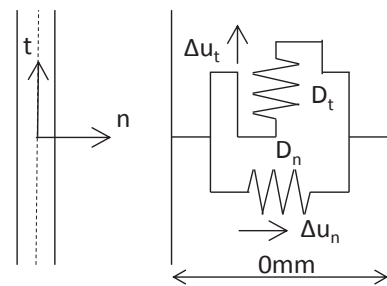


図 4.45 接合要素のモデル

$$\begin{Bmatrix} \sigma_n \\ \tau \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_n & 0 \\ 0 & D_t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_n \\ \Delta u_t \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (4.7)$$

ここに， σ_n ：界面垂直応力(N/mm²；負が圧縮)， τ ：せん断応力(N/mm²)， D_n ：界面垂直方向剛性(N/mm³)， D_t ：せん断剛性(N/mm³)， Δu_n ：界面垂直方向変位(mm)， Δu_t ：せん断変位(mm)

ここで，新旧界面のせん断剛性 D_t は，既往の研究において，研究者ごとに設定される物性値が異なる状況にあり^{2),3),4)}，信頼性の高い一意の物性値を設定することが難しい．3.6.4において，界面垂直応力が 20N/mm² 作用する場合のせん断剛性を 25N/mm³ と推察したが，これは二面せん断実験における各種の不確定要因をせん断剛性に集約して同定した結果であり，さらに，桁間定着装置の新旧界面とは，界面垂直応力の大きさが異なることから，十分信頼性の高い値とは言い切れない．このため，本研究では，せん断剛性 D_t をパラメータとして，桁間定着装置の解析で適用するせん断剛性 D_t について検討することとした．一方，界面垂直方向の剛性 D_n は，新旧界面を厚さ 0mm の接合要素でモデル化したことから，剛な値を設定することとした．本検討における解析ケースを表 4.14 に示す．Case1 はせん断剛性 D_t に剛な値を設定したケースで，界面垂直方向の剛性 D_n にも剛な値を設定するこ

とから、定着装置と主桁をハンチ面で剛結（要素節点の共有による一体化）した場合と同等の状態を模擬したものである．Case2 は、既往の文献を参考にせん断剛性 D_t を設定したケースである．

下フランジと下面支圧板間の接合要素は、図 4.45 と同じばね状モデルで、図 4.46 に示すように、材料非線形を考慮し、界面垂直応力 σ_n が引張応力となる場合には、接合要素が乖離し、乖離した部分では応力が伝達されないモデルとした．

表 4.14 解析ケース

解析ケース	ハンチ面の物性値		備考
	せん断剛性 D_t (N/mm ³)	界面垂直方向剛性 D_n (N/mm ³)	
Case1	10000	10000	剛な値
Case2	16.6	10000	喜多ら ²⁾ の研究を参考

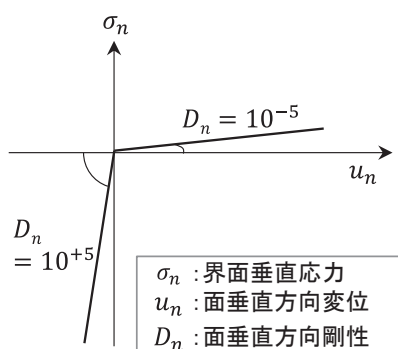


図 4.46 下フランジと下面支圧板間の接合要素モデル

(3) 解析ステップ

解析ステップの一覧と概要図を表 4.15、図 4.47 に示す．Step1 では、主桁および横桁のみをモデル化し、主桁内ケーブルおよび横桁横締めプレストレスを集中荷重で作用させた．Step2 では、定着装置や支圧板、外ケーブルを追加して考慮し、定着装置 B の緊結用 PC 鋼材のプレストレスを集中荷重で作用させた．Step3 では、外ケーブルの軸ひずみを漸増させることによって、外ケーブルに緊張力を作用させた．

表 4.15 解析ステップ一覧

解析ステップ	考慮する部材	作用
Step1	主桁，横桁	プレストレス（内ケーブル 426.3kN/本） プレストレス（横締め 285kN/本）
Step2	Step1 の部材，定着装置，支圧板 外ケーブル	プレストレス （定着装置 B の緊結用 PC 鋼材 782kN/本）
Step3	Step2 の部材	プレストレス（外ケーブル 4600kN）

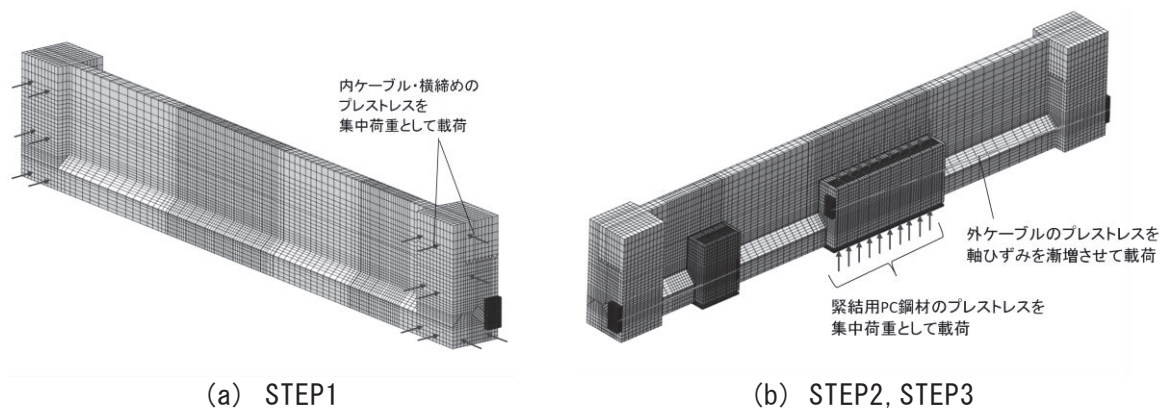


図 4.47 解析ステップの概要図

4.5 大型供試体実験の結果および考察

4.5.1 定着装置の耐荷性能の検証

(1) 定着装置の変位と荷重の関係

外ケーブル定着装置の耐荷性能の検証は、実験ステップⅡの定着装置 A の実験を対象とした。定着装置 A の実験では、緊結用 PC 鋼材に所定の緊張力を導入して実験を行った結果、外ケーブルの最大緊張力を作用させても、定着装置のすべり変位がほとんど生じなかった。このため、緊結用 PC 鋼材の緊張力を 25% ずつ低減し、外ケーブルを再載荷するステップを順次繰り返して、実験を継続した。定着装置前面の変位と載荷荷重の関係を図 4.48 に示す。変位は、定着装置前面のハンチ面に設置した変位計の値を用いた。緊結用 PC 鋼材に所定の 100% の緊張力

(862kN/本) を導入した場合、定着装置にはほとんど変位が生じなかったが、75%、50% に低減させると、ある荷重段階から、徐々にハンチ面でのすべり変位が生じ始めた。しかし、定着装置が荷重低下を伴って滑動する挙動は認められなかった。そして、緊結用 PC 鋼材の張力を 25% に低減して、外ケーブル緊張力 4365kN を載荷したときに、荷重低下を伴い定着装置が滑動する結果となった。

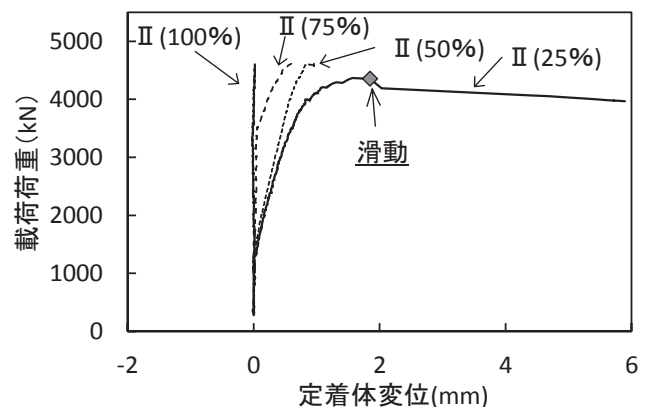


図 4.48 荷重と定着装置変位の関係
(実験ステップⅡ定着装置 A)

(2) ひび割れ性状

定着装置 A に生じたひび割れについて、実験ステップごとに区分して整理したひび割れ図を図 4.49 に示す。定着装置には前面と載荷面のみにひび割れが生じていることが認められた。前面と載荷面ともに、実験ステップⅡ(100%)の終了後に、主として鉛直方向のひび割れが発生し、緊結用 PC 鋼材の緊結力を低下させて実施したステップⅡ(75%), Ⅱ(50%), Ⅱ(25%)を実施するにつれて、ひび割れは増加し、実験ステップごとに定着装置が損傷を受けたことが認められる。なお、定着装置に生じた多数のひび割れは、実験における定着装置の配筋量の不足の影響が大きく、実験上好ましい状態ではないが、ハンチ面に作用するせん断力は、定着装置のひび割れの有無に関わらず、同量の力が作用すると考えられるため、定着性能としての評価は可能と考えられる。次に、定着装置の滑動後（ステップⅡ(25%)）のすべり状態を示したひび割れ図とその状況を図 4.50、写真 4.10 に示す。定着装置前面では、ハンチ面の中央付近にひび割れが発生して定着装置が分離し、内側の部分のみで橋軸方向のすべりが生じ、外側にすべりは認められなかった。一方、載荷面側では、ハンチ面でのすべりは認められず、外ケーブルの定着板が押し込まれる形で、すべりが生じていた。このことから、滑動面はハンチ面全面とはなっておらず、定着装置内部に生じたひび割れとハンチ面とで構成される面であったものと推察される。

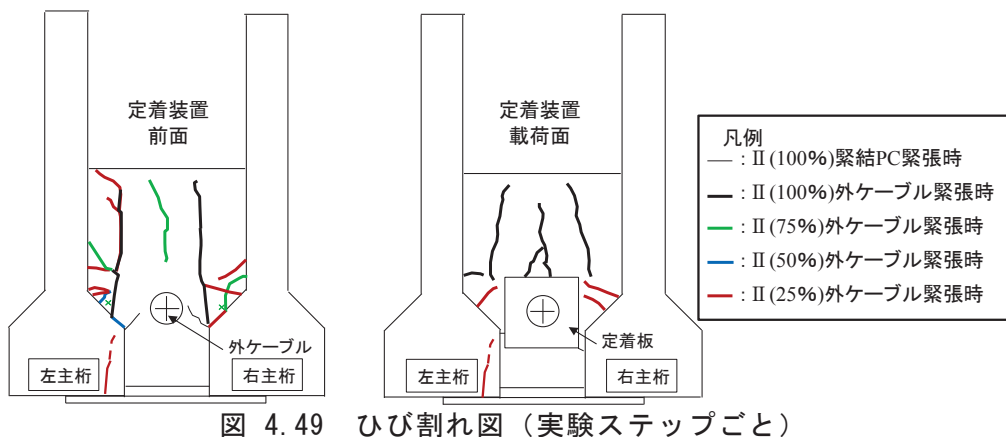


図 4.49 ひび割れ図（実験ステップごと）

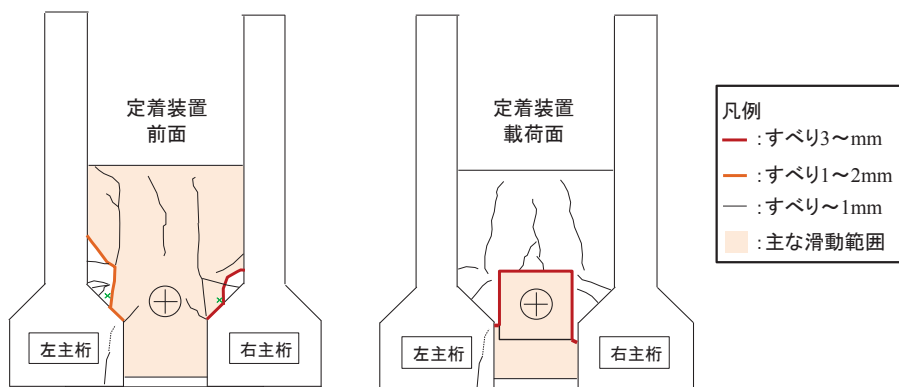


図 4.50 すべりに関するひび割れ図（実験ステップⅡ(25%)終了後）

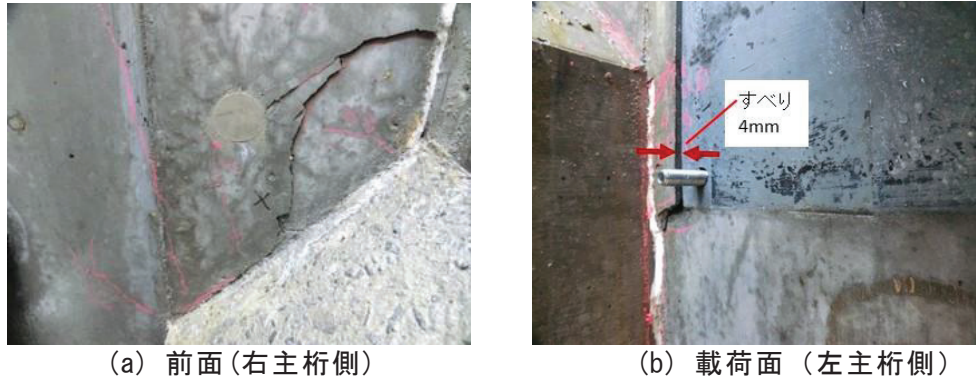


写真 4.10 すべり状況

次に、主桁に生じたひび割れ図を図 4.51 に示す．主桁には，ステップⅡ(25%)後において，下フランジ下面にひび割れが生じていることが認められた．この原因は，小型供試体実験と同様に，主桁が外側へ変位しようとする際に，下面支圧板が主桁を拘束することによって，下フランジ下面に引張応力が生じたためと考えられる．ここで，主桁の橋軸直角方向の変位と載荷荷重の関係を図 4.52 に示す．すべてのステップにおいて，外ケーブルの緊張により，主桁上部，下部ともに外側を開く挙動が認められるが，ステップⅡ(25%)の，滑動が生じる際に主桁外側に開く変位が急増している．このことから，下フランジ下面に生じたひび割れも，滑動時に発生あるいは急激に進展したものと考えられる．

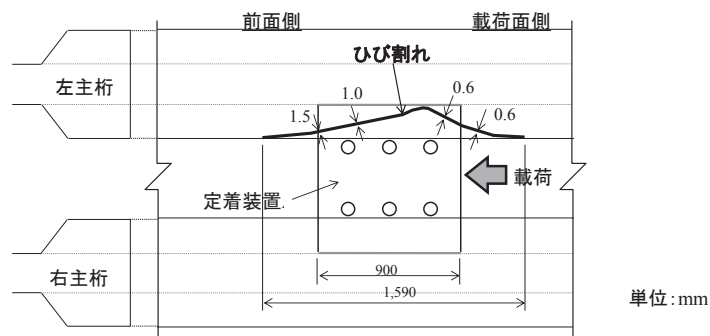


図 4.51 主桁ひび割れ平面図（実験ステップⅡ(25%)終了後）

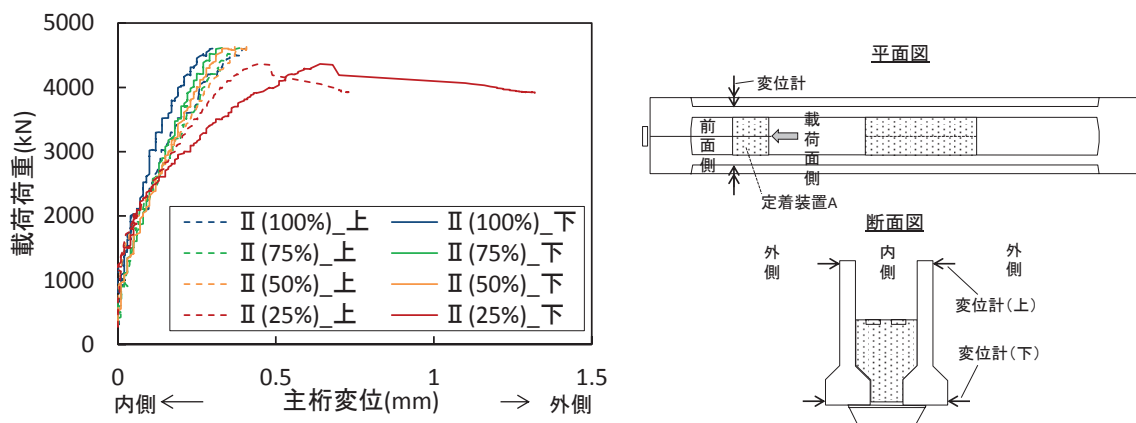


図 4.52 主桁の変位と荷重の関係

(3) 評価式の精度検証

4.3.8 において，小型供試体実験の結果から，弾性限界せん断応力の評価式として式(4.6)を提案した．また，せん断強度は，4.3.10 において，面性状を表す係数 b を $2/3$ とし，コンクリート標準示方書に基づく式(3.5)により，安全側に評価できることを示した．ここでは，これら評価式が実物大の寸法においても適用できるかを検証する．なお，弾性限界荷重時の外ケーブル緊張力と最大荷重時の外ケーブル緊張力は，式(4.1)，式(4.6)，式(3.5)から，式(4.8)，式(4.9)のように導出される．

$$P_{elim} = \sqrt{((\mu_e \cdot \sigma_n + c_e) \cdot A_c)^2 - (N_p \cdot \cos \theta)^2} \dots\dots\dots (4.8)$$

$$P_{max} = \sqrt{(\mu_a \cdot f_c^b \cdot \sigma_n^{(1-b)}) \cdot A_c)^2 - (N_p \cdot \cos \theta)^2} \dots\dots\dots (4.9)$$

ここに， P_{elim} ：弾性限界時の外ケーブル緊張力， P_{max} ：最大耐力時の外ケーブル緊張力， μ_e ：弾性限界時の摩擦係数(=0.9)， σ_n ：界面垂直応力(N/mm²)， c_e ：弾性限界時の粘着力(=2.0N/mm²)， A_c ：ハンチ面の面積(mm²)， N_p ：緊結用 PC 鋼材の合力， θ ：ハンチの角度(°)， μ_a ：平均摩擦係数(=0.45)， f_c ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)， b ：面性状を表す係数(=2/3)

実験値と計算値の一覧を表 4.16 に示す．まず，最大耐力に着目する．実験の結果，ステップⅡ(100%)～Ⅱ(50%)では，外ケーブルの最大緊張力 4600kN を作用させても滑動に至らず，Ⅱ(25%)の外ケーブル緊張力を 4365kN 作用させた時に滑動が生じた．一方，計算値 P_{max} は，Ⅱ(100%)～Ⅱ(50%)では，実験の外ケーブルの最大緊張力より大きい値となっており，Ⅱ(25%)では 4491kN であった．したがって，Ⅱ(100%)～Ⅱ(50%)の計算値は，実験の結果と整合しており，Ⅱ(25%)の実験値と計算値の比は 0.97 で，計算値は実験値を精度良く評価していることが認められた．ただし，微小ではあるがⅡ(25%)の計算値は実験値を安全側に評価できていない．これは，大型供試体においては，床板を考慮しておらず，

表 4.16 実験値と計算値の比較

実験 ステップ	実験値			計算値			実験値/計算値
	緊結用 PC 鋼材の合 力 N_p (kN)	外ケーブル 最大緊張力 f_p (kN)	実験後の 滑動状態	σ_n (N/mm ²)	P_{elim} (kN)	P_{max} (kN)	
Ⅱ(100%)	5,115	4,600	滑動なし	6.31	2,507	6,135	—
Ⅱ(75%)	3,901	4,600	滑動なし	4.82	2,357	5,893	—
Ⅱ(50%)	2,681	4,600	滑動なし	3.31	2,130	5,420	—
Ⅱ(25%)	1,301	4,365	滑動	1.70	1,771	4,491	0.97

主桁による定着装置の拘束力が小さかったことが原因として考えられる。実橋においては、床板による主桁の拘束が期待できることから、最大耐力は計算値にて安全側に評価できるものと推察される。

次に、弾性限界について検証する。実験での定着装置の変位と荷重の関係、および計算値 P_{elim} の関係を図 4.53 に示す。なお、実験値には、定着装置のひび割れ損傷の影響が小さい段階として、実験ステップⅡ(100%)、Ⅱ(75%)の結果を用いた。実験値は、風による鋼製架台の微小な揺れの影響と考えられる不安定な結果を示しており、詳細な弾性限界の荷重を評価することは困難であったが、計算値との比較という形で概略の評価を行った。

Ⅱ(100%)の実験では、載荷荷重が約 3400kN からハンチ面が微小に変位する挙動が認められた。一方、弾性限界の計算値は約 2500kN であり、計算値は実験を安全側に評価できていることが確認された。次に、Ⅱ(75%)の実験では、約 1700kN から、変位が増加する傾向が認められるが、その後載荷荷重を増加しても変位が増加しない挙動を示しており、これは、ハンチ面のすべりに伴う変位ではなく計測誤差に起因したものと推察される。そして、載荷荷重約 3500kN から明瞭に変位が増加する挙動を示した。実験の変位が計測誤差を含むことから、弾性限界を詳細に把握することは困難であるが、変位が明瞭に増加した 3500kN を弾性限界の実験値と評価すると、計算値は約 2350kN となることから、計算値は実験値を安全側に評価したものと推察される。

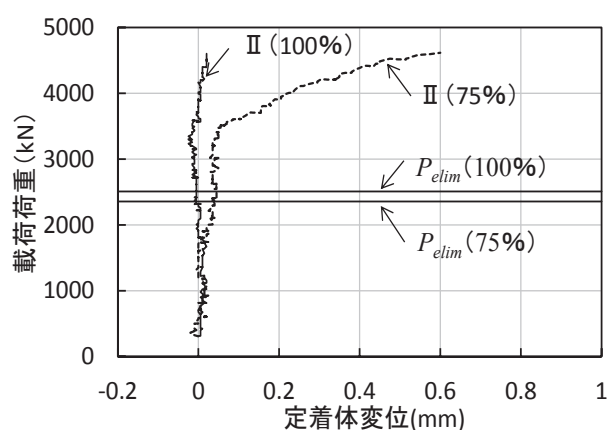


図 4.53 実験の荷重変位関係と計算値の比較

4.5.2 実橋での適用を想定した定着装置の検証および解析モデルの検討

(1) 定着装置 B の実験結果概要

実験ステップⅠ、Ⅲ、Ⅴの、外ケーブル緊張時における定着装置の変位と荷重の関係を図 4.54 に示す。実験ステップⅠ、Ⅲにおける定着装置の変位は、変位計を固定する鋼製架台の微小な揺れに伴う計測誤差の影響が大きく、変位の評価が困難であった。そこで、ステップⅤの載荷では、変位計を鋼製架台に設置するのではなく、主桁に取り付けて、主

桁と定着装置の相対変位を計測する計測方法に変更した。この結果、ステップⅤの計測値は、計測誤差の影響がほぼ認められなくなった。これら計測の状況から、定着装置 B の評価にあたっては、実験ステップⅤの結果を用いることとした。なお、ステップⅤの定着装置は、ステップⅢで設計荷重以上の外ケーブル緊張力を受け、ステップⅣで持続荷重を作用させて長期暴露した後の状態であるが、荷重と変位の関係は外ケーブルの最大緊張力 4600kN まで、荷重と変位の関係は線形関係であることが認められる。したがって、定着装置は弾性範囲内で挙動しており、構造安全性を十分有していることが認められた。

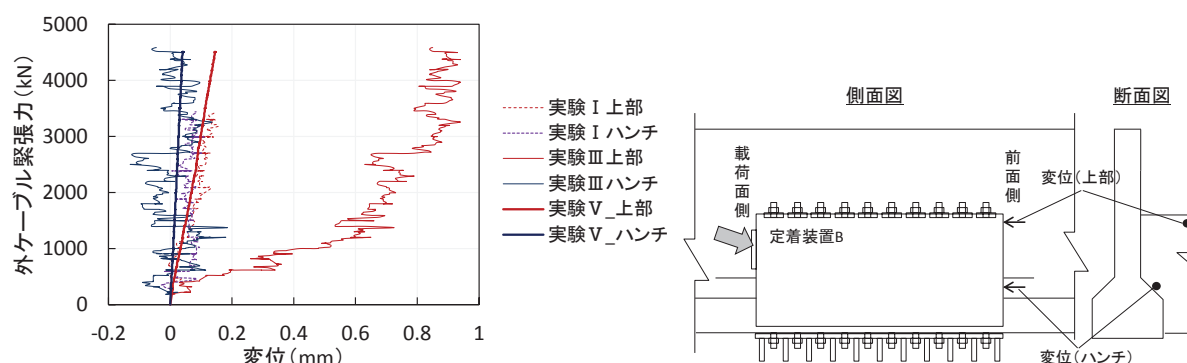


図 4.54 定着装置の変位と荷重の関係

次に、実験ステップⅠからⅤまでの、定着装置 B に発生したひび割れ性状を図 4.55 に示す。定着装置 B については、定着装置の前面と載荷面のみにひび割れが確認され、主桁にひび割れは認められなかった。設計荷重状態を想定し、緊結用 PC 鋼材や外ケーブルの緊結力を作用させたステップⅠでは、緊結用 PC 鋼材の緊張時に定着装置のハンチから微細なひび割れが認められたが、その他にひび割れは認められなかった。その後、ステップⅡでは、図 4.52 に示したように、滑動時に主桁が著しく外側に変位する挙動を示したため、定着装置 B においても、定着装置 A に近い載荷面側を中心に、鉛直方向のひび割れが多数生じていることが認められた。さらに、緊結用 PC 鋼材および外ケーブルの緊張力を設計荷重以上に作用させたステップⅢの実験でひび割れは増加した。その後、ステップⅣの長期暴露では約 1 年間を通じて、定着装置の新たなひび割れの発生およびひび割れの進展は認められず、新旧界面においてもひび割れは認められなかった。さらに、ステップⅤの載荷後においても、新たなひび割れは認められなかった。

以上のことから、定着装置 A の実験の影響や設計荷重以上のプレストレスを導入したことによって、定着装置は、実験ステップ終了ごとにひび割れが生じることは認められたものの、設計で定めた荷重の範囲であれば、定着装置のひび割れは微細であり問題とされないと考えられる。また、ステップⅣの長期暴露の期間を通じて、ひび割れの発生や進展が認められなかったことから、定着装置の長期的性状についても問題がないことを確認した。

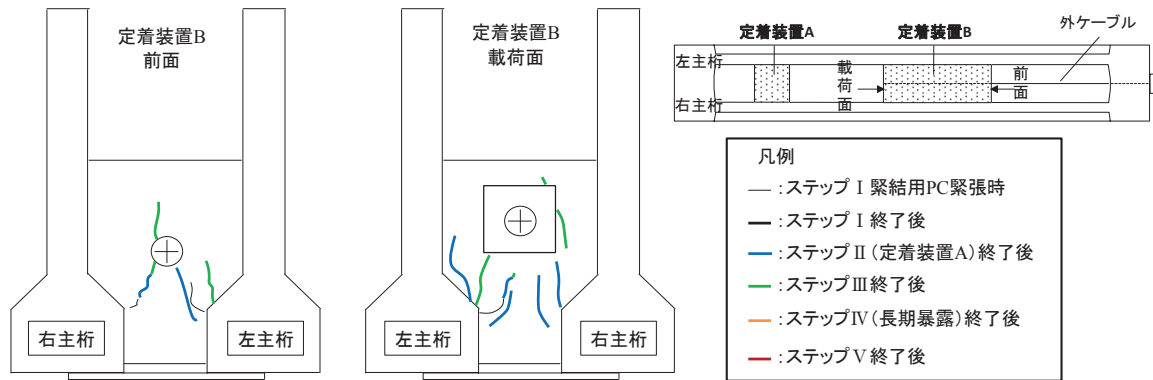


図 4.55 ひび割れ図（定着装置 B）

緊結用 PC 鋼材は長さが短く，クリープや乾燥収縮等に伴う過大なプレストレスの低下が懸念された．このため，長期性状の検証に併せて，緊結用 PC 鋼材の張力を計測して検証した．ステップⅣの長期暴露における緊結用 PC 鋼材の張力の変化について，計測時点の緊張力と導入緊張力との比である有効率の推移を図 4.56 に示す．また，鉄道 RC 標準⁵⁾に基づいて，クリープと乾燥収縮，リラクセーションが終了した後の緊張力の計算値を合わせて示す．緊張力の有効率は，緊結用 PC 鋼材の位置による傾向は認められなかったものの，PC 鋼材の緊張力は導入直後から約半年の間は低下し，その後は概ね一定の値で推移する傾向が認められた．なお，鉄道 RC 標準に基づく計算値と比較すると，緊結用 PC 鋼材③の緊張力は 8 月の一時期において計算値を下回ることが認められたが，その他については実験値が計算値を上回ることが確認された．このことから，緊結用 PC 鋼材の有効緊張力は，鉄道 RC 標準に基づいて概ね安全側に計算できることが認められた．

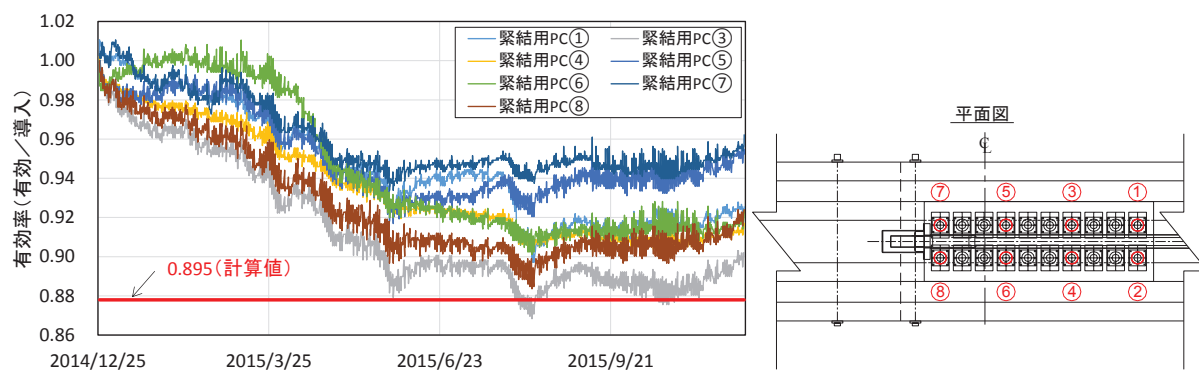


図 4.56 緊結用 PC 鋼材の有効率の推移

(2) 定着装置の変位と荷重の関係

ここから，実験ステップⅤにおける実験結果に加え，FEM 解析の結果も併せて示し，FEM 解析方法の検討とその精度についても検討する．定着装置の変位と荷重の関係について，

実験と解析結果の比較を図 4.57 に示す。実験の結果では、荷重と変位は線形関係を示していることが認められおり、定着装置が十分な耐荷性能を有していることが認められた。一方、解析の結果では、ハンチ面接合要素のせん断剛性を剛とした Case1 の解析が実験の挙動を精度よく表現しているものの、ハンチ面接合要素のせん断剛性が小さい Case2 は、定着装置の変位を過大に評価することが認められた。

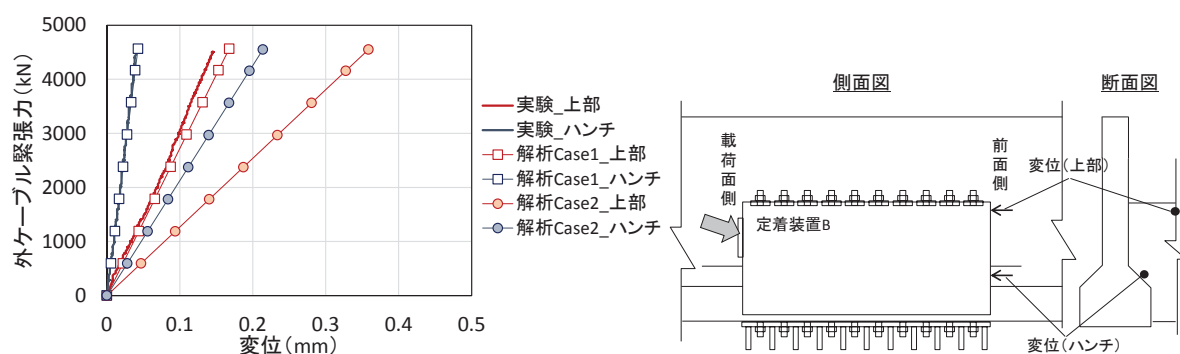


図 4.57 定着装置の荷重変位関係（実験ステップ V）

次に、主桁の直角方向の変位と荷重の関係を図 4.58 に示す。変位には、変位が比較的大きく生じた定着装置載荷面の断面の結果を用いた。実験では、外ケーブル緊張前の緊結用 PC 鋼材を緊張した段階で、主桁上部が内側に、下部は外側に変位する挙動を示した。そして、外ケーブルを緊張することによって、主桁上部は外側に変位し、下部は概ね変化しない挙動を示した。解析では、緊結用 PC 鋼材を緊張した段階で、Case1 では主桁上部が内側に、下部は外側に変位する挙動を示し、Case2 では、主桁上部および下部ともに外側に変位する挙動を示した。その後、外ケーブルの緊張では、主桁の変位は概ね生じない結果を示した。ここで、解析における緊結用 PC 鋼材緊張時(Step2)の変形図を図 4.59 に示す。Case1 では、緊結用 PC 鋼材を緊張することによって、主桁が回転する挙動を示し、Case2 では、ハンチ面の接合要素のせん断剛性が小さいために、ハンチ面平行方向にすべり変位が生じており、主桁が外側に変位している挙動が認められる。図 4.58 の外ケーブル緊張力前の実験値と解析値を比較すると、Case1 の解析値が実験値を精度よく評価しており、実験の変形状態は Case1 と近い挙動を示したと考えられる。なお、外ケーブル緊張時の主桁の挙動は、実験において主桁上部は外側へ変位する挙動を示したが、解析では概ね変化しておらず、解析は実験とやや乖離している。この原因としては、図 4.55 に示したように、実験では定着装置に鉛直方向のひび割れが生じており、ひび割れが主桁直角方向の変位に影響を与えた可能性や、実験値が鋼製架台の揺れに伴う計測誤差などの影響を受けた可能性が考えられる。ただし、実験においての外ケーブル緊張時の主桁上部の変位量は約 0.2mm と小さく、外ケーブル緊張時の挙動も本解析は実験を概ね表現できているものと考えられる。

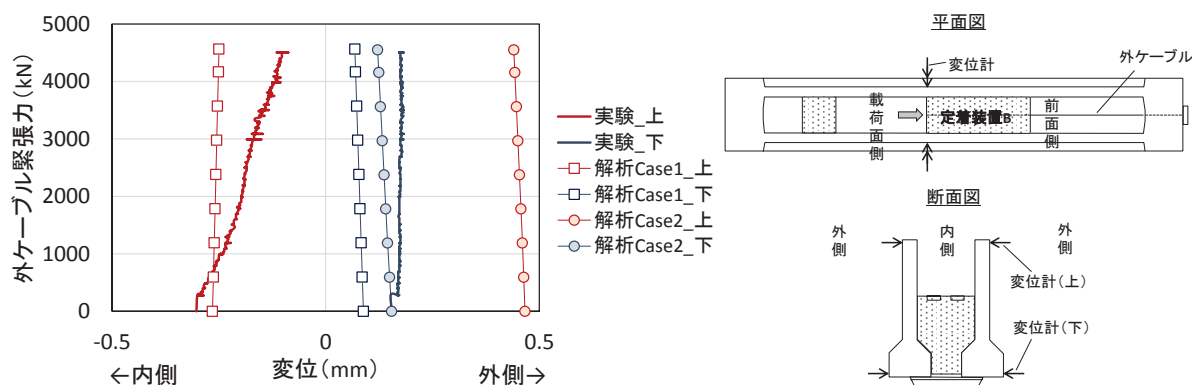


図 4.58 主桁直角方向変位と荷重の関係（実験ステップ V）

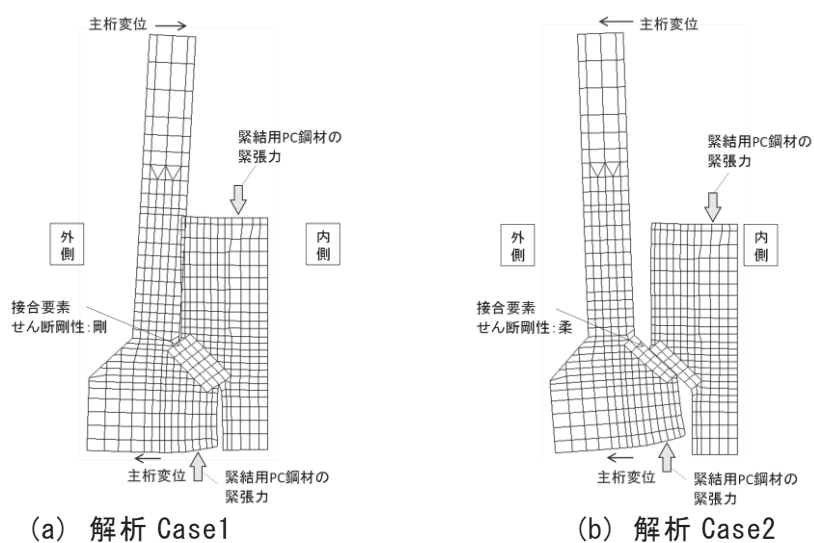


図 4.59 主桁直角方向変形図（変形倍率 500 倍）

(3) 緊結用 PC 鋼材の緊張力

外ケーブル緊張時の緊結用 PC 鋼材の張力の変化を図 4.60 に示す。実験では、定着装置の緊結用 PC 鋼材の張力は、外ケーブルの緊張力の偏心载荷の影響により前面側で減少、

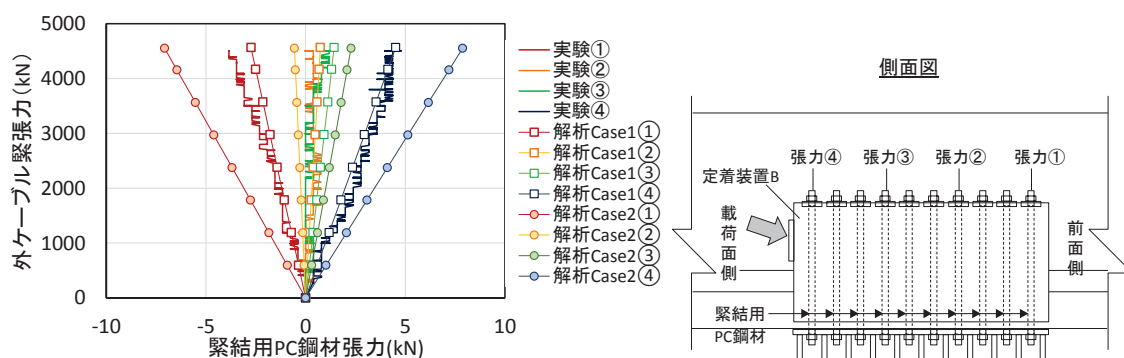


図 4.60 緊結用 PC 鋼材の張力（実験ステップ V）

載荷面側では増加する挙動が認められた。ただし、張力の変化量は最大でも 5kN であり、導入張力量 782kN に対して 1%未満の変動であり、その影響は小さいことが認められた。一方、解析による張力の変化量は、Case1 ではその挙動を精度よく表現しているものの、Case2 ではその張力変化を過大に評価することが認められた。

(4) 鉄筋ひずみ

既設主桁に生じる内部ひずみの状態についての解析の精度を検証するため、内部に配置した鉄筋のひずみの実験と解析の比較の結果を図 4.61 に示す。なお、解析値については、変位や緊結用 PC 鋼材の張力を比較的精度良く表現していた Case1 の結果のみを示した。図 4.61 より、実験値と解析値で多少誤差が生じている部分も認められるが、解析は実験の内部応力を概ね表現できていることが認められる。

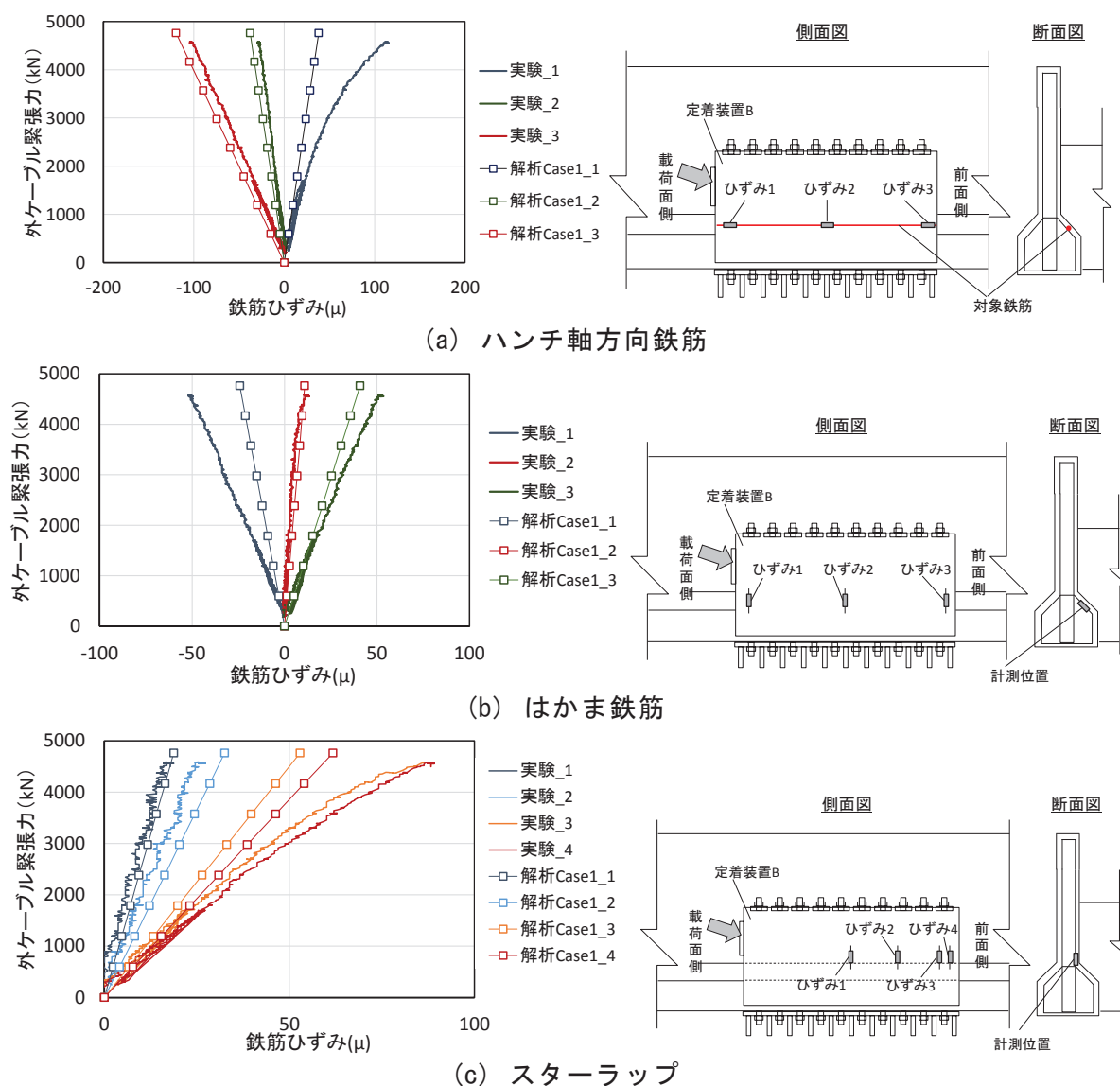


図 4.61 鉄筋ひずみの挙動 (実験ステップ V)

(5) 桁間定着装置の解析に適した解析モデル

4.5.2 (2) ～ (4) の結果より、解析 case1 は定着装置や主桁の変位、内部応力を比較的精度よく表現できることが認められた。これは、定着装置 B が、設計計算された供試体であり、この範囲における定着装置は、解析上、材料モデルを弾性とし、新旧界面となるハンチ面を剛結とすることによって、定着装置および主桁部の挙動を概ね表現できることを意味するといえる。したがって、桁間定着装置を用いた外ケーブル補強工法について、実橋への適用性を検討する FEM 解析では、ハンチ面を剛結とするとともに材料モデルを弾性とした解析を用いることとする。

4.6 本章のまとめ

本章では、桁間定着装置の定着部の挙動や耐荷性能の評価、界面垂直応力や新旧界面の付着力等のパラメータが定着部に与える影響の評価を目的とする小型供試体の載荷実験を行った。また、定着装置の耐荷性能の検証および長期性状の確認等を目的とした大型供試体実験を行うとともに、大型供試体実験の結果をベンチマークとして、FEM 解析モデルについて検討を行った。以下に、本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 小型供試体実験の結果、定着装置は載荷の初期段階では弾性挙動を示すが、荷重が弾性限界荷重を超過すると非線形性を示しはじめ、最大荷重に至った後、ハンチ面付近のひび割れ面で滑動が生じる挙動を示した。
- 2) 定着装置の弾性限界荷重は、ハンチ面付近に生じたひび割れ面において微小なすべりが生じることによるものと推察された。また、微小なすべり挙動は、載荷方向のほか、橋軸直角方向かつハンチ面平行方向にも生じるとともに、ひび割れ幅も増加することが認められた。
- 3) 定着部付近の主桁では、弾性限界荷重以降に、下フランジ部が開く挙動や下フランジや主桁外側にひび割れが生じる影響が認められた。主桁の下フランジ部が開く挙動やひび割れは、ハンチ面付近のひび割れ面におけるハンチ面平行方向のすべりに起因したものと推察した。
- 4) 小型供試体実験の弾性限界せん断応力は、ルーマニア式せん断実験と同等の大きさであったことから、定着装置の弾性限界荷重は主桁による拘束の影響を受けないと考えられる。また、小型供試体実験の結果を回帰して、弾性限界せん断応力の評価式を提案した。
- 5) 定着装置の挙動は、ハンチ面でのすべり挙動のほか、定着装置の浮き上がりに伴う回転挙動を生じることが認められた。また、定着装置の浮き上がりが生じ始める荷重は、簡易な構造計算により比較的精度よく評価できることを確認した。
- 6) 定着装置の最大耐力は、コンクリート標準示方書に基づく計算値またはルーマニア式せん断実験でのせん断強度より大きいことが認められた。この原因として、桁間定着装

置は、ハンチ面でのすべり等により主桁の拘束効果が発揮され、ハンチ面に作用する垂直な圧縮力が増加したことがその一因と推察した。

- 7) 本実験の範囲においては、横桁は定着装置の耐荷性能に大きな影響を与えないが、下面支圧板の接触状態は耐荷性能に影響を与えることが認められた。
- 8) 大型供試体実験において、小型供試体実験の結果に基づく弾性限界荷重および最大荷重の評価方法は、実寸大の大きさの供試体においても概ね安全側に評価することができることが認められ、提案した評価方法の妥当性が認められた。
- 9) 実橋での適用を想定して設計した定着装置を約 1 年間長期暴露した結果、定着装置および主桁にひび割れの発生や進展などの変状は認められず、長期性状に問題がないことが確認された。また、クリープや乾燥収縮などによる緊結用 PC 鋼材の張力変化量は、鉄道 RC 標準に基づく計算方法で概ね安全側に評価できることが認められた。
- 10) 実橋での適用を想定して設計した定着装置を対象に、FEM 解析を行った結果、新旧界面を剛結とし、材料モデルを弾性とした解析により、比較的精度よく定着装置や主桁の挙動、応力状態を表現できることがわかった。

【参考文献】

- 1) 浅井洋，長田光司，野島昭二，藤原保久，池田尚治：外ケーブル補強工法定着部に関する検討，土木学会論文集 E，Vol.63，No.2，pp.223-234，2007.4
- 2) 喜多俊介，三木朋広，松尾真紀，二羽淳一郎：形状の異なる打継ぎ面を有する鉄筋コンクリート部材の非線形解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24，No.2，pp.709-714，2002.6
- 3) 野見山佳彦，三木朋広，二羽淳一郎，森拓也：3次元有限要素法解析による接合部を有する RC 部材のずれせん断挙動の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.499-504，2007.7
- 4) 西内達雄，阪田憲次：鉛直方向の施工ジョイント部での離接を考慮したアーチダムの常時挙動解析，土木学会論文集 E，Vol.62，No.4，pp.672-688，2006.10
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），2004.4

第5章 桁間定着装置を用いた外ケーブル補強工法の実橋適用性に関する研究

5.1 概説

桁間定着装置は、1.1.6 に示したように、従来構造のウェブ定着装置と異なる特徴を有しているため、桁間定着装置を用いた外ケーブル補強工法は実橋への適用性に関する以下の項目について検討する必要がある。一つめは、桁間定着装置を用いた外ケーブル補強工法は、主桁ごとにプレストレスを追加導入できないことから、全主桁に均等にプレストレスを導入することをコンセプトとしているが、地覆や高欄などの部材により、非対称断面となる PC 桁においても、コンセプトどおりにプレストレスを追加導入でき、期待する補強効果が得られるかを検証する必要がある。二つめは、外ケーブル補強により全主桁均等にプレストレスを追加導入すると、プレストレスの状態によっては、過大な圧縮応力が作用する（オーバプレストレス）可能性が懸念される。このため、補強後の実橋の応力状態を評価し、安全性を検証する必要がある。三つめは、桁間定着装置に作用する外力は、ウェブ定着装置に比べて大きくなることから、定着装置周辺の既設主桁にひび割れが生じる可能性が懸念されるため、既設主桁に与える影響を検討する必要がある。

本章では、実橋 PC 桁において内ケーブルの破断が生じて外ケーブル補強工法を適用した場合の FEM 解析を行い、上記の項目について検討を行う。なお、FEM 解析方法については、4.5 において検証した方法に準拠することとした。本章では、5.2 において、本研究で検討する対象橋梁と補強設計の概要について述べる。次に、5.3 では、本検討で使用する解析の概要について述べ、5.4 では、補強効果の検証、補強後の応力状態の評価、既設主桁に与える影響に関する解析の結果について述べる^{1),2)}。さらに、5.5 では、5.4 の FEM 解析の結果を踏まえて、既設主桁に与える影響を低減する方法について解析的検討を行った結果について述べる。最後に、5.6 では、本章の検討で得られた知見についてまとめる。

5.2 対象橋梁と補強設計の概要

5.2.1 対象橋梁と変状概要

対象橋梁は 1975 年に建設された鉄道橋 PC 単純 I 形桁とした。対象橋梁の外観、橋梁諸元、一般図を写真 5.1、表 5.1、図 5.1 に示す。対象橋梁は、桁高をおさえて桁下空間を確保するために、1 軌道を 4 つの主桁で支持する単線 4 主桁の構造が採用されており、主桁間隔は約 1.2m と狭い。また、地覆や高欄が片側のみに配置されているため、橋梁断面は非対称となっている。主桁には、当時技術開発が進められていた高強度コンクリート（設計基準強度が 600kgf/cm^2 ）が使用されており、内ケーブルは 1 主桁あたり、上縁定着の 6 本を含む 11 本が配置されている。

対象橋梁では、建設後数年後から、主桁ウェブ側面の内ケーブルに沿うひび割れ、主桁下フランジの橋軸方向のひび割れ、さらに写真 5.2 に示すように、ひび割れから漏水・遊離石灰の析出が認められるようになった。また、当時、ひび割れの原因としてグラウト充

填不足に起因する可能性が考えられたことから、削孔目視調査が実施され、グラウト充填不足を生じていたことが確認されている。なお、ひび割れの発生原因については、その後、採取したコンクリートコアによる各種室内試験の結果から、グラウト充填不足のほかアルカリシリカ反応が複合したものと推定している。一方、漏水の流水経路については、軌道上から着色した水を放水する通水試験の結果から、上縁定着の後埋め部から水が流入し、シースつたいに桁内部を流れ、ひび割れから流出したものと推定されている。

本橋梁のこれまでの維持管理においては、内ケーブルの腐食対策および漏水対策が重要との認識のもと、グラウト再充填やひび割れ注入による補修、桁上面の防水工の施工を実施している。しかし、防水工の施工については、バラストの除去、防水シートの施工、バラストの復旧の一連の作業を、夜間の短い時間で施工することが求められ、十分な施工が困難であったことから、現在においても止水には至っていない。このため、内ケーブルは腐食因子である水や酸素が供給されやすい環境下にあり、耐久性、耐荷性の低下が懸念されている。



写真 5.1 対象橋梁の外観

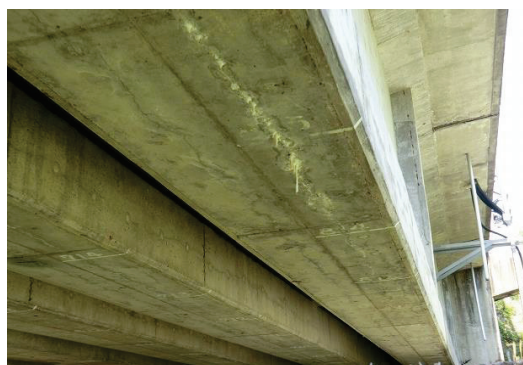


写真 5.2 対象橋梁の変状状況

表 5.1 橋梁諸元

構造形式	PC 単純 I 形桁 単線 4 主桁
桁長（支間長）	47.67m （46.77m）
しゅん功年月	昭和 50 年 3 月
曲線半径	∞（直線区間）
軌道種別	バラスト軌道
コンクリートの 設計基準強度(主桁)	600kgf/cm ²
PC 鋼材 （内ケーブル）	SWPR7A 12 φ 12.4 1 主桁あたり 11 本
PC 鋼材（横締め）	SBPR95/110 φ 26

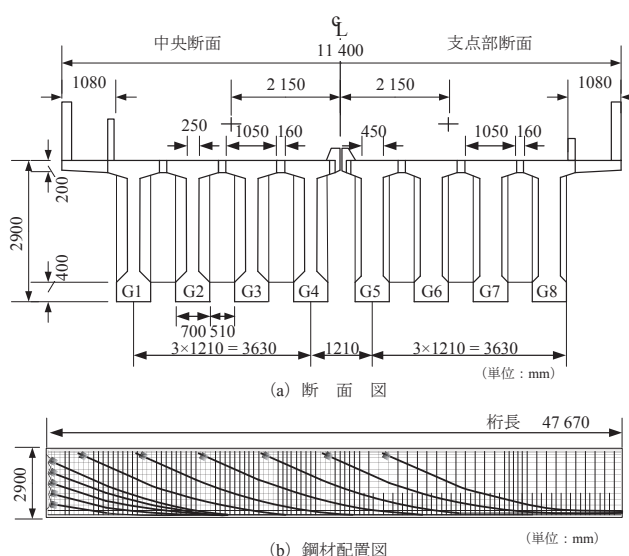


図 5.1 対象橋梁一般図

5.2.2 補強設計

対象橋梁において、外ケーブル補強工法の適用を検討するにあたって、はじめに、本橋梁における劣化の状態を想定した。劣化状態の想定では、外ケーブル補強工法を本橋梁の劣化状態に応じて2期に区分して実施するものと仮定し、第1期の施工で対応する必要がある内ケーブルの破断状態を想定することとした。具体的には、支間中央部で全主桁の内ケーブルの約半数（1主桁あたり5本／11本）が破断した状態を想定した。

補強設計では、想定した劣化状態からフルプレストレス状態に回復できるように、外ケーブルの配置、緊張力などを定めることとした。補強概要図を図5.2に示す。補強用外ケーブルは主桁間に3本配置し、必要な追加プレストレスを導入できるように大容量の19S15.2Hを用いることとした。定着装置の設計は、外ケーブルの補強マニュアル³⁾に準じて行い、定着装置の弾性限界とせん断伝達耐力の評価式には、第4章で検討した式(4.8)、式(4.9)をそれぞれ用いて設計を行った。その結果、ハンチ面に作用する界面垂直応力は 6.8N/mm^2 とし、定着装置の線路方向長さは1,940mm、緊結用PC鋼材は1定着装置あたり14本のケーブル（7S15.2）を配置することとした。定着装置のコンクリートは、施工時に締固めが困難であることから、高流動コンクリートを用いることとし、設計基準強度は 60N/mm^2 とした。なお、定着装置は支間中央側に位置しているが、これは第2期の外ケーブル補強に備え、桁端側に定着装置を追加設置できるよう配慮したためである。また、本橋梁への外ケーブル張力モニタリング方式の適用を見据えて、第6章で後述する張力センサーが適用可能な計測用外ケーブル（1S15.2）も配置した。

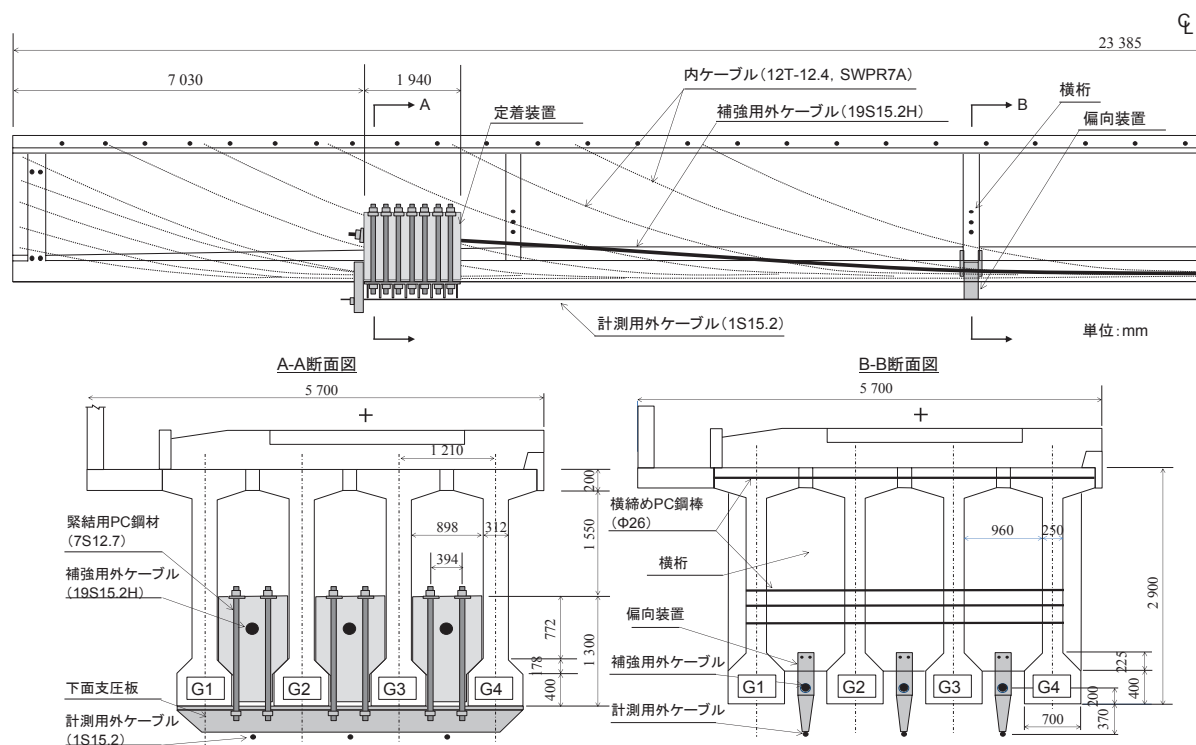


図 5.2 補強設計概要図

5.3 解析概要

5.3.1 解析モデル

解析は汎用プログラムの DIANA を用いることとし、局部応力の評価を行うため、ソリッド要素を用いた 3 次元有限要素法解析により行った。解析モデルは対称性を考慮し、図 5.3 に示すように支間中央を対称面とする 1/2 モデルとした。また、橋梁の実剛性に寄与すると考えられる高欄や地覆などの非構造部材も含めてモデル化した。各部材に使用した要素種類および材料物性値を表 5.2 に示す。解析ではひび割れの可能性の評価までを行う前提で、コンクリート部材や鋼板は弾性のソリッド要素とし、鉄筋や PC 鋼材は基本的にモデル化しないこととした。しかし、緊張力を外力として作用させるのが困難な内ケーブルは、埋め込み鉄筋要素でモデル化した。また、外ケーブル補強に関する部材は、コンクリート標準示方書に示される部材評価法⁴⁾に基づき、外ケーブルはトラス要素、偏向装置は梁要素でモデル化し、外ケーブルと偏向装置の間はバネ要素でモデル化した。下面支圧板と主桁下フランジ下面との界面では、剥離を考慮するため接合要素を用いた。なお、定着装置と主桁の接合面となるハンチ面は、付着性能を高めるためにショットブラストによる表面処理を行うとともに、外ケーブル補強のマニュアル³⁾に基づき、外ケーブル張力に対して弾性範囲内かつハンチ面に引張応力が作用しないように補強設計を行ったことから、本解析では十分な定着性能を有するものとし、ハンチ面で定着装置と主桁は剛結とした。材料モデルは接合要素を除いてすべて弾性とし、物性値はそれぞれの設計値を用いた。一方、下面支圧板と主桁の境界に位置する接合要素は、非線形性を考慮して、面垂直に引張応力が作用する場合には面が剥離し、剥離した面では応力が伝達されないモデルとした。

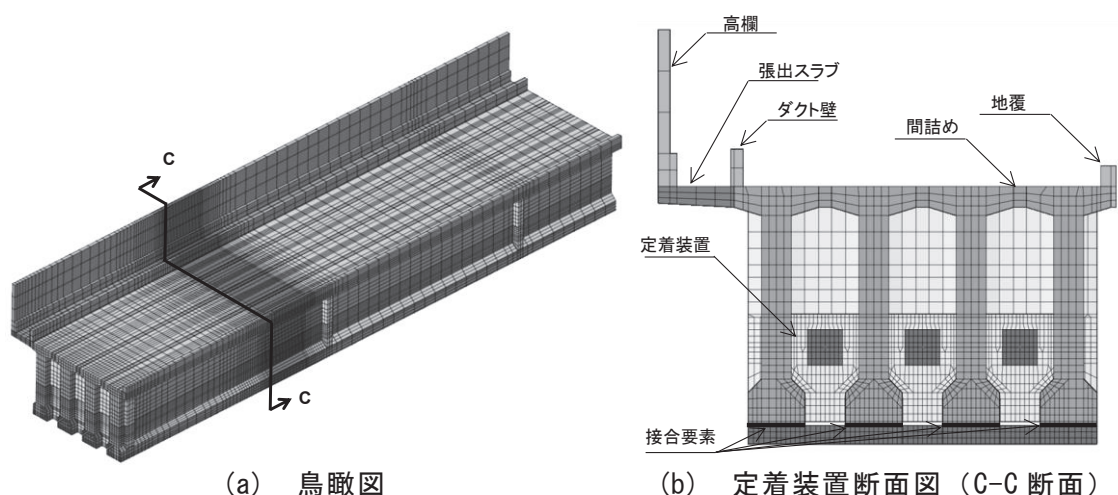


図 5.3 解析モデル

表 5.2 要素種類および材料物性値

部材・材料		要素種類	物性値			備考
			弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	断面積 (mm ²)	
コンクリート	主桁	ソリッド要素	35	0.167	—	
	横桁, 間詰め, 張出スラブ		31	0.167	—	
	地覆, 高欄, ダクト壁		25	0.167	—	
	定着装置		35	0.167	—	
鋼材	下面支圧板	ソリッド要素	200	0.3	—	
	偏向装置	梁要素	—	—	—	剛
PC 鋼材	内ケーブル	埋め込み鉄筋要素	200	0.3	1114.8	
	補強用外ケーブル	トラス要素	200	0.3	2635.3	
	計測用外ケーブル		200	0.3	138.7	
接合部	外ケーブルと偏向装置の間	バネ要素	—	—	—	L 方向:フリー, その他:剛
	下面支圧板と主桁の境界面	接合要素	—	—	—	材料非線形(剥離を考慮)

5.3.2 解析ステップ

実橋の応力状態を忠実に再現するため、解析では橋梁の建設から劣化、補強に至るまでの一連の流れを解析することとした。各解析ステップの一覧を表 5.3 に示す。Step1 から 3 では、建設時の施工段階を考慮し、その後、Step4 では劣化に伴う内ケーブル破断を考慮した。さらに、Step5, 6 では、定着装置の設置および外ケーブル補強を実施し、最後に Step7 では列車荷重を載荷した。

ここで、作用荷重の一覧を表 5.4 に示す。内ケーブルのプレストレスは、埋め込み鉄筋要素に軸ひずみを作用させて表現した。なお、ひずみ量は摩擦やセットロス等の導入直後のプレストレス減少量、および乾燥収縮やクリープ等の経時的なプレストレス減少量を考慮して計算した。ただし、弾性短縮の影響は解析にて自動的に考慮されるため、弾性短縮のロスをあらかじめひずみ量に付加した。横締めおよび緊結用 PC 鋼材は、解析ステップ

表 5.3 解析ステップ一覧

段階	解析ステップ	考慮する部材	作用
建設	Step1	主桁	死荷重, プレストレス (内ケーブル)
	Step2	Step1 の部材, 横桁, 間詰め	追加部材の死荷重, プレストレス (横締め)
	Step3	Step2 の部材, 張出スラブ, 地覆, 高欄, ダクト壁	追加部材の死荷重, 軌道設備死荷重
劣化	Step4	Step3 の部材	内ケーブル破断 (一部の内ケーブル要素を欠落)
補強	Step5	Step4 の部材, 定着装置	追加部材の死荷重, プレストレス (緊結用 PC 鋼材)
	Step6	Step5 の部材, 外ケーブル, 偏向装置	プレストレス (補強用外ケーブル)
供用	Step7	Step6 の部材	列車荷重

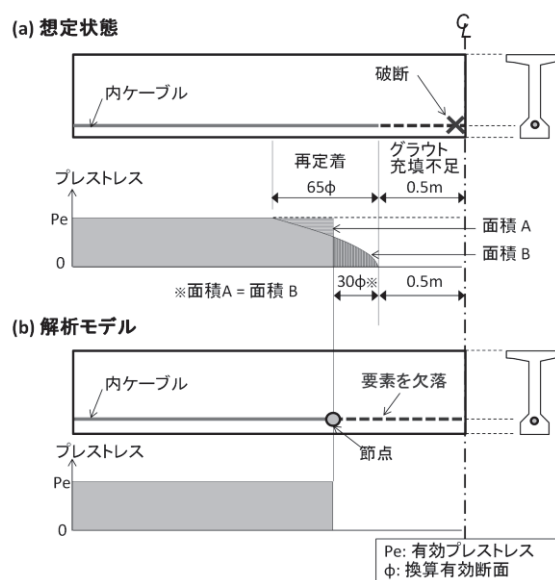
作用種類	荷重
内ケーブル	各ケーブル，各位置の応力

種類	荷重
----	----

作用種類	荷重
内ケーブル	各ケーブル，各位置の応力
横締め	321 (kN／本)
緊結用 PC 鋼材	763 (kN／本)
補強用外ケーブル	3,491 (kN／本)
列車荷重	8.16 (kN／m ²) ※H14 荷重

表 5.3 における Step4 で考慮する内ケーブ

ルの破断の解析モデルを図 5.4 に示す. 内ケーブル破断位置では, 過去の調査⁶⁾を参考として, 支間中央部で 1m の PC グラウト充填不足が生じているものと想定した. 長田ら⁷⁾の実験結果に基づく, 内ケーブルはグラウト充填部境界から 65ϕ (ϕ : PC 鋼材の換算直径) の区間で再定着し, プレストレスは 65ϕ の区間において 2 次放物線で回復する⁵⁾と考えられる. これらのプレストレスの状態を, 解析では, 図 5.4 の面積 A と B が同等となる 30ϕ の区間で, プレストレスがゼロとなるものとし, この区間の内ケーブルの要素を欠落させ, 欠落した区間に内ケーブルに作用する影響を表現した.



5.4.1 補強効果の検証

はじめに、内ケーブル破断後（Step4）と外ケーブル補強後（Step6）の橋軸方向の応力コンター図を図 5.5 に示す。内ケーブルが破断することで、全主桁の支間中央近傍の主桁下縁に引張応力が生じている。そして、外ケーブルの緊張によって支間中央から定着装置間のプレストレスが追加導入され、主桁下縁側を中心に圧縮応力が増加している状況が確

認できる．なお，内ケーブル破断の段階で，G1 桁側の圧縮応力は G4 桁側に比べて全体的に小さくなっているが，これは張出スラブや地覆，高欄の死荷重の偏心作用によるものと考えられる．

ここで，外ケーブル補強工法の補強効果を確認するため，各主桁の支間中央部における外ケーブル緊張に伴う応力度の変化量の解析値を表 5.5 に示す．また，簡易計算法として外ケーブルのプレストレス力を内力として作用させる内力評価法⁴⁾による計算値も併せて示す．なお，計算にあたっては地覆や高欄などの非構造部材もすべて考慮した全断面を有効とした．まず，解析値に着目すると，主桁下縁の応力度は主桁断面が左右対称でないことから，主桁間で差異が認められる．しかし，プレストレスの差は最大でも 0.2N/mm^2 未満と影響は小さく，各主桁で概ね均等に圧縮応力度が増加しており，断面非対称の影響は小さいことが認められた．また，計算値は解析値との差が最大でも 0.5N/mm^2 で，概ね等しい値となっている．このことから，外ケーブルの緊張による支間中央位置のプレストレスの増加量は，内力評価法により簡易的に評価できると考えられる．

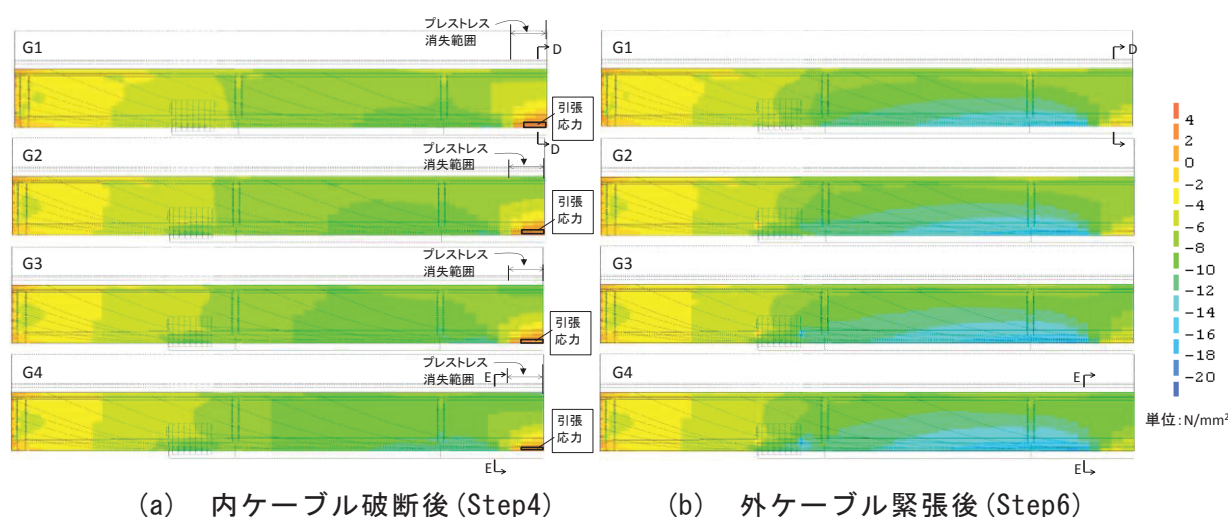


図 5.5 橋軸方向応力コンター図

表 5.5 外ケーブル緊張による主桁応力度の変化量

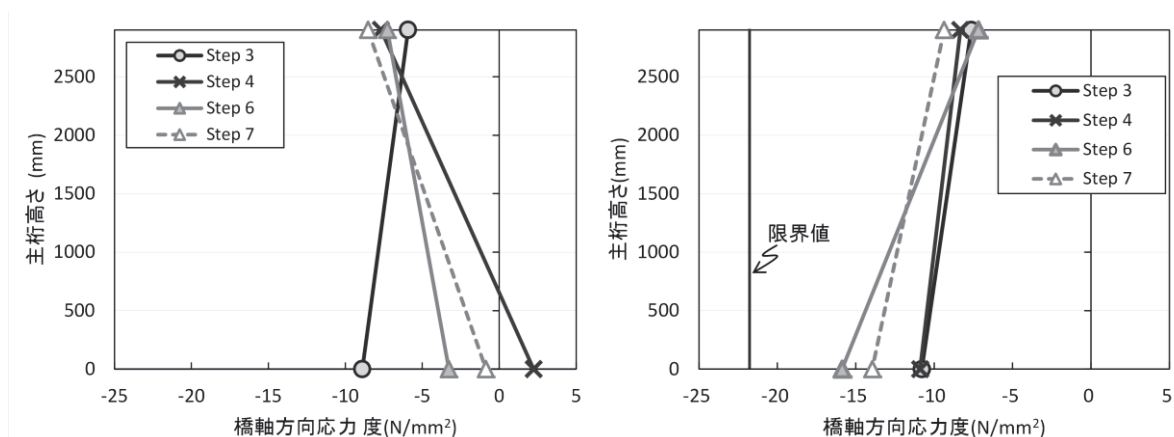
主桁	橋軸方向応力度の変化量 (N/mm^2)			
	FEM 解析値		内力評価法による計算値	
	主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁
G1	0.42	-5.51	0.88	-5.76
G2	0.71	-5.46		
G3	0.96	-5.41		
G4	1.21	-5.34		

5.4.2 応力の照査

補強した PC 桁の安全性を照査するため、圧縮応力が小さい G1 桁の支間中央断面（D-D 断面，図 5.5 参照），および圧縮応力が最も大きい断面として G4 桁の内ケーブル破断によるプレストレスの低下が生じていない E-E 断面（図 5.5 参照）に着目し，各ステップの橋軸方向の主桁応力度の変化を図 5.6 に示す。

G1 桁において，内ケーブル破断後の Step4 に主桁の下縁応力は引張となるが，外ケーブル補強後の Step6 でプレストレスが追加されている．さらに，列車荷重を載荷した Step7 においても，引張応力は発生せずフルプレストレス状態となっており，想定した補強効果が得られていることが認められた．

次に，G4 桁においてオーバープレストレスについて評価する．圧縮応力度の限界値は，設計標準⁵⁾に基づいて 22N/mm^2 と設定した．E-E 断面は，内ケーブル破断によりプレストレスが減少しない断面位置であり，図より，内ケーブルの破断前後の Step3，Step4 で応力に概ね変化はみられなかった．そして，外ケーブルの緊張後の Step6 で，主桁下縁の圧縮応力が最大となる 15.9N/mm^2 に増加した．しかし，圧縮応力の限界値は 22N/mm^2 であることから，今回の補強の範囲においては，オーバープレストレスとならないことが認められた．なお，E-E 断面は内ケーブルの配置が支間中央断面と概ね同じことから，支間中央と同等のプレストレスが導入されていると考えられ，支間中央で内ケーブルの破断がない場合においても，オーバープレストレスは問題とならないものと考えられる．



(a) G1 桁支間中央断面 (D-D 断面) (b) G4 桁 E-E 断面

図 5.6 橋軸方向の主桁応力度の変化

5.4.3 既設主桁に与える影響の評価

外ケーブル緊張後（Step6）における G1 主桁の最大主応力コンター図の鳥瞰図を図 5.7 に示す。最大主応力は主桁ウェブとハンチの境界部と下フランジ下面に比較的大きな引張応力が生じており、定着装置前面側（支間中央側）で大きくなる傾向が認められる。なお、定着装置前面側で最大主応力が大きくなるのは、外ケーブルの張力が定着装置に偏心して作用するためと考えられる。ここで、定着装置の前面断面における最大主応力コンター図を図 5.8 に示す。G2 桁、G3 桁の内桁においては、下フランジ下面の最大主応力は小さいものの、ウェブとハンチの境界部に大きな引張応力が生じていることが認められる。ここで、引張応力を生じた原因について推定するため、G1 主桁の鉛直方向と水平方向の変形図を図 5.9 に示す。

ウェブとハンチの境界部では、最大 7.81N/mm^2 の引張応力が概ね鉛直方向に生じた。そこで、図 5.9 に示す主桁の鉛直方向の変形図を確認すると、下フランジは緊結用 PC 鋼材の張力などの作用により、ハンチ幅の範囲を中心に弾性短縮する変形が認められる。弾性短縮範囲に隣接する当該要素も、この弾性短縮の影響を受けて下側に引っ張られた変形となっていることから、これが引張応力を生じた原因と考えられる。なお、ウェブとハンチの境界部は断面変化点となることから、解析上、応力集中が生じた可能性も考えられる。ここで、ウェブとハンチの境界部における最大主応力の分布を図 5.10 に示す。応力集中の影響が大きい場合には、外縁部（図 5.10 における $Y=0$ の点）に向かって応力が二次曲線状に増加する形状を示すと想定されるが、図 5.10 を確認すると、応力は線形に増加していることが認められる。このことから、最大主応力が生じた主原因としては、応力集中の影響は限定的であり、下フランジ部の弾性短縮の影響が大きいものと考えられる。

一方、下フランジ下面では、最大 4.13N/mm^2 の引張応力が概ね水平方向に生じた。そこで、図 5.9 に示す水平方向の変形図を確認すると、定着装置のポアソン効果による膨張によって、主桁は外側に面外変形を生じるが、下フランジ下面では下面支圧板により拘束されている変形性状となっている。なお、下面支圧板による拘束は、接合要素の設定上、面に垂直に圧縮力が作用している範囲で生じ、鉛直方向の変形図から定着装置側の範囲でのみ拘束している。以上から、下フランジ下面では、主桁に生じた面外変形が下面支圧板の圧着範囲のみににおいて拘束されることにより、圧着範囲の境界部で引張応力が生じたものと推定される。

主桁のコンクリートの引張強度は 3.52N/mm^2 が設計値となることから、これらの箇所では、局所的にひび割れを生じる可能性があることが認められた。このことから、外ケーブル補強工法を実橋に適用するにあたっては、定着装置の仕様の変更により、主桁に発生する引張応力を低減する対策や、主桁の部分的な補強などの対策が必要となることが認められた。

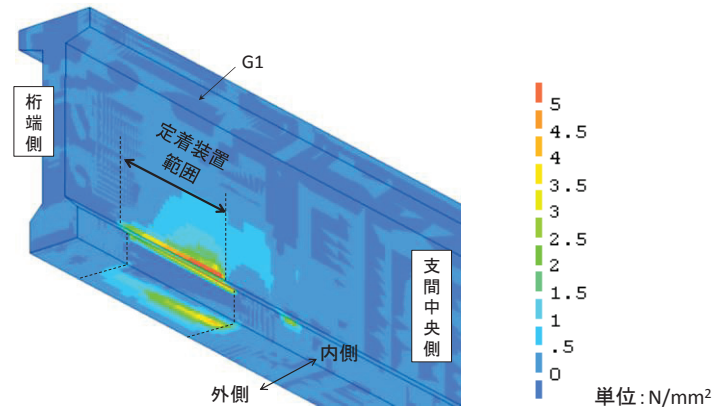


図 5.7 最大主応力コンター鳥瞰図 (G1 主桁 外ケーブル緊張後 (Step6))

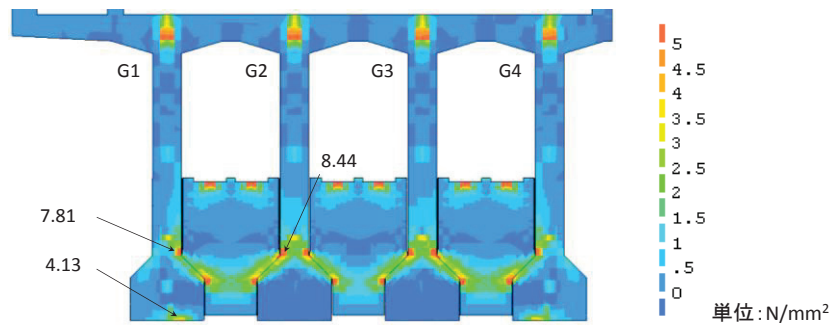


図 5.8 定着装置前面断面の最大主応力コンター図 (外ケーブル緊張後 (Step6))

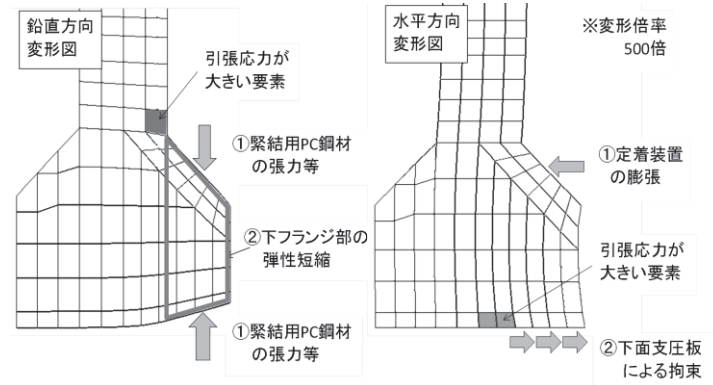


図 5.9 G1 主桁変形図 (変形倍率 500 倍)

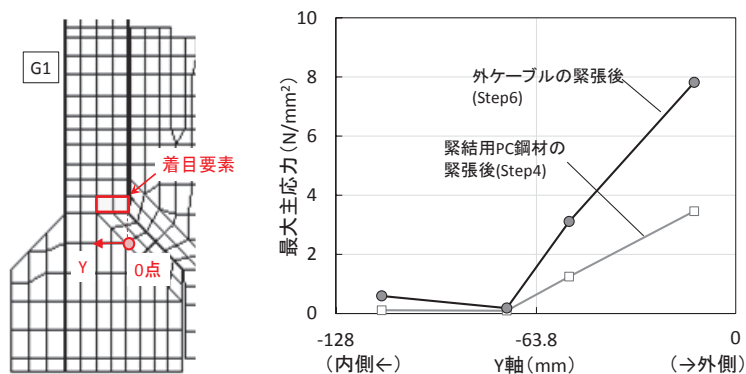


図 5.10 最大主応力の分布 (G1 主桁ウェブとハンチの境界部)

5.5 既設主桁に与える影響を低減する定着装置仕様に関する解析的検討

5.5.1 対策概要

5.4 の解析の結果、界面垂直応力を 7N/mm^2 程度とする定着装置の仕様は、想定した補強効果を有し、オーバーストレスとならないなどの基本的な適用性を有することが確認されたが、既設主桁に局所的なひび割れが発生する可能性があることが認められた。このため、本節では、既設主桁のひび割れに対する対策について解析的に検討を行う。既設部材のひび割れに対する対策としては、定着装置の仕様を変更して発生応力を低減する対策と、引張応力が生じる箇所部分的に補強する対策が考えられるが、ウェブとハンチの境界部は、鋼板や連続繊維シート等を用いて簡易に補強することが困難な箇所であるため、発生応力を低減する対策について検討することとした。なお、対策を検討するにあたって、外ケーブルによる追加プレストレス量、すなわち補強効果は変更しないことを前提として、緊結用 PC 鋼材の緊張力を低減するとともに、定着装置の橋軸方向長さを拡幅する方法について検討することとした。

5.5.2 解析ケースと解析概要

解析ケースの一覧と解析モデル概要図を表 5.6、図 5.11 にそれぞれ示す。Case1 は 5.4 で実施した解析ケースの再掲で、界面垂直応力は約 7N/mm^2 を作用させ、定着装置の長さは 1970mm としている。これに対し、既設主桁への影響を低減する定着装置の仕様として Case2～Case5 を設定した。界面垂直応力は、4.3 で定着装置の耐荷性能を検討した小型供試体実験における界面垂直応力の下限值を採用し、 4N/mm^2 と設定することとした。また、定着装置の橋軸方向長さは、約 2750mm 、 3500mm に拡幅した 2 ケースを考慮することとした。なお、解析モデルの構築にあたり Case1 のモデルを修正したことから、定着装置の長さは、設定に対して微小な差異が生じている。また、図 5.7 で示したように、既設主桁の最大主応力は定着装置前面側で卓越することが認められている。このことから、緊結用 PC 鋼材の緊張に伴う最大主応力の低減を意図し、緊結用 PC 鋼材の前面側の 1 列を配置せず、縁端距離を標準の 190mm から 480mm に拡幅したケースも考慮することとした。なお、前面側の縁端距離を 480mm とする場合にも、界面垂直応力の平均値が 4N/mm^2 となるように、緊結用 PC 鋼材の導入張力を設定した。また、本解析で設定した Case2～Case5 の定着装置の仕様は、4.3 で検討した評価式に基づく設計の照査を満足することを確認している。解析の実施にあたり、要素種類や材料物性値、解析ステップ等、解析の方法については 5.3 で示した Case1 と同様とした。また、解析結果の考察については、補強効果や定着装置付近以外の主桁の応力状態は、Case1 と同じと考えられることから、本節では、既設主桁に与える影響のみに着目して評価を行った。

表 5.6 解析ケース

解析 ケース	界面垂直 応力 (N/mm^2)	定着装置の 橋軸方向長さ (mm)	緊結用 PC 鋼材		定着装置 前端側の 縁端距離 (mm)	備考
			本数 (本/基)	導入張力 (kN/本)		
Case1	6.8	1970	14	860	190	5.4 検討モデル(再掲)
Case2	4	2749	18	500	190	
Case3			16	563	480	
Case4		3386	22	501	190	
Case5			20	551	480	

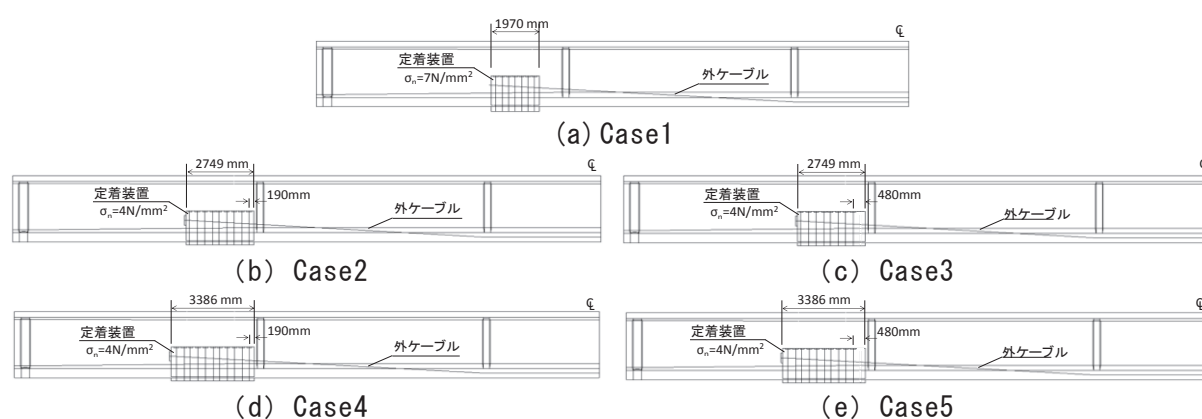


図 5.11 解析モデル概要図

5.5.3 解析結果および考察

解析の結果、外ケーブル緊張時における定着装置の前面断面の最大主応力コンター図を図 5.12 に示す。Case1 に対して、既設主桁への影響を低減した仕様の Case2～5 は、全体的に最大主応力が低減するとともに、既設主桁のウェブとハンチの境界部および外桁の下フランジ下面の最大主応力も低減していることが認められる。

次に、最大主応力が比較的大きい値を示した図 5.13 の a～c 部を対象として、定着装置の設置範囲における最大主応力を図 5.14 に示す。Case1 では、a～c 部の最大主応力が、コンクリートの引張強度 3.52N/mm^2 を大きく超過していたのに対し、Case2～5 の最大主応力は大きく低減し、下フランジ下面の c 部についてはすべてのケースで引張強度を下回る結果となった。一方、a, b 部については、定着装置前端側の縁端距離が 190mm である Case2, Case4 の最大主応力が引張強度を超過したものの、縁端距離を 480mm とした Case3, Case5 の最大主応力は引張強度以下となる結果となった。

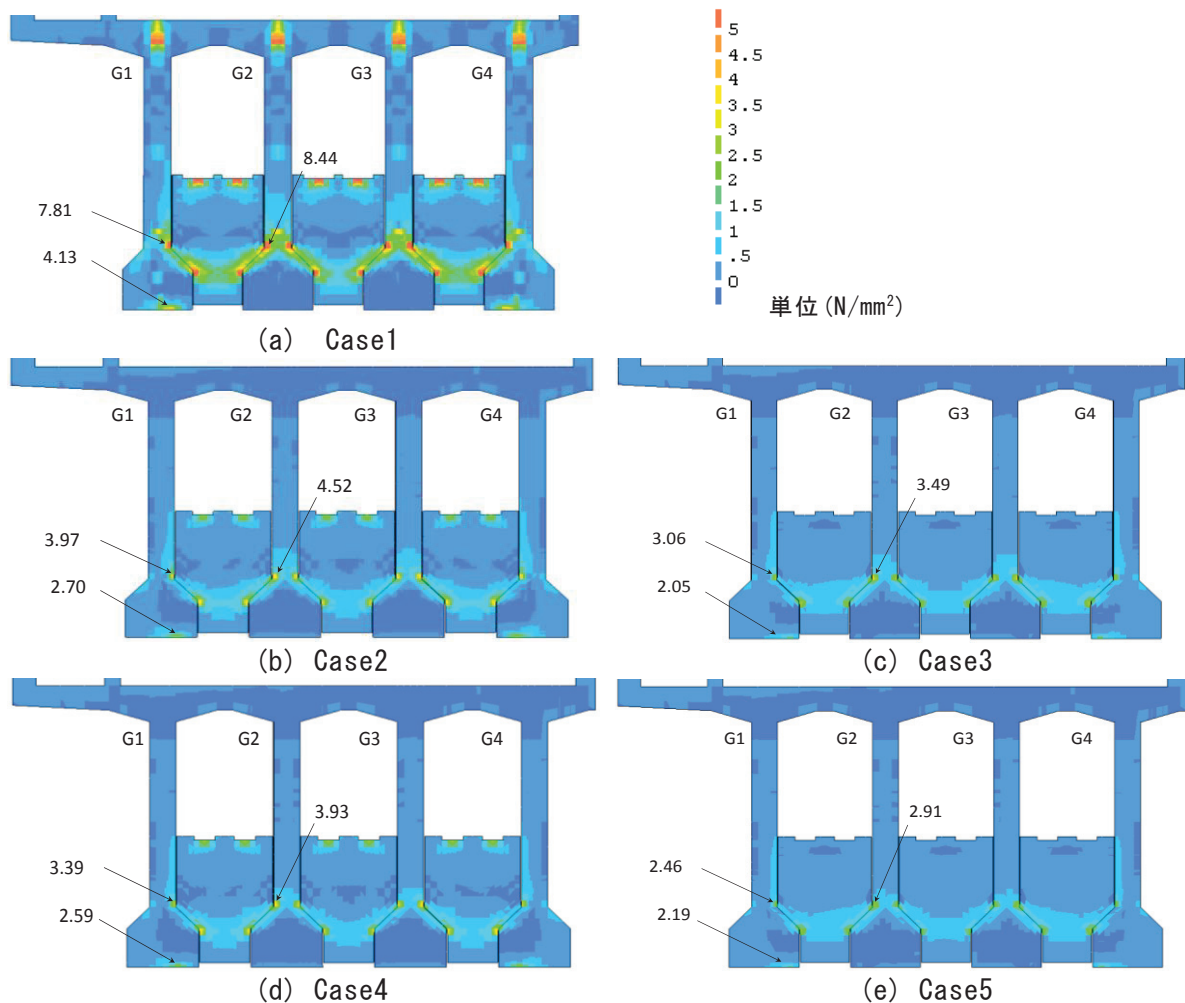


図 5.12 定着装置の最大主応力コンター図（外ケーブル緊張後（Step6））

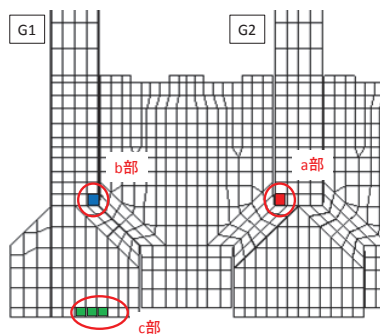


図 5.13 最大主応力の着目位置

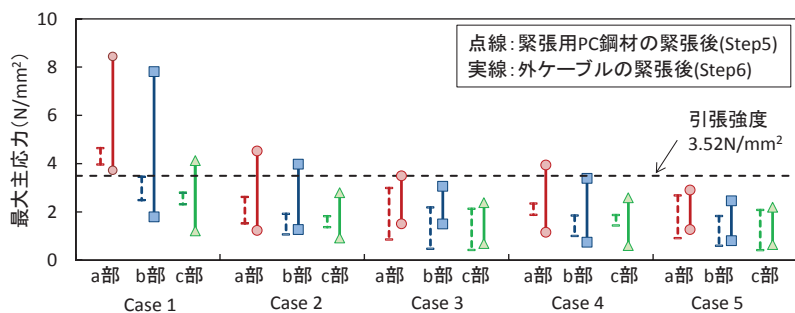


図 5.14 既設主桁の最大主応力の範囲

ここで、Case2～5 の解析ケースにおいても比較的大きな最大主応力が作用した a 部、b 部について、橋軸方向の最大主応力の分布を図 5.15 に示す。a、b 部の最大主応力は定着装置前面側を中心に卓越し、Case2、4 において最大主応力が引張強度を超過している範囲は局所的な範囲で生じていることが認められる。なお、桁端からの距離が 9,660mm の位置において最大主応力の突出したピークが認められるが、これは、図 5.16 に示すように、定着装置の端部で断面変更点となることから、解析上の応力特異点として応力集中が生じ

た影響と推察される。ただし、Case2, 4 では応力集中点から離れた位置においても、最大主応力は引張強度を超過することから、この範囲において局部的にひび割れが生じる可能性が懸念される。一方、定着装置前面側の縁端距離を 480mm とした Case3, 5 では、前面側の最大主応力が低減し、応力集中の影響を含めた状態においても、引張強度以下で推移する結果を示した。このことから Case3, 5 ではひび割れが生じる可能性は小さいと考えられる。ただし、Case3 a 部の応力集中点の値を除いた最大主応力は 3.2N/mm^2 となり、引張強度に近い値を示すことから、対象橋梁に適用する定着装置の仕様としては、解析や施工時の不確実性も考慮すると、Case5 が適当と考えられる。

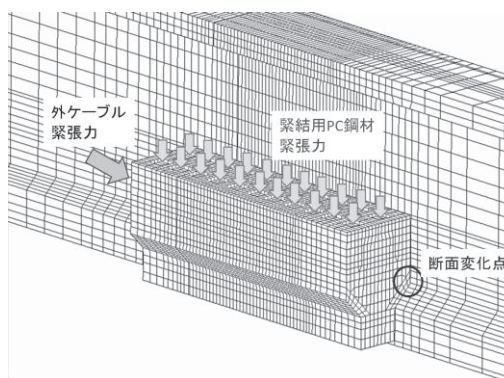
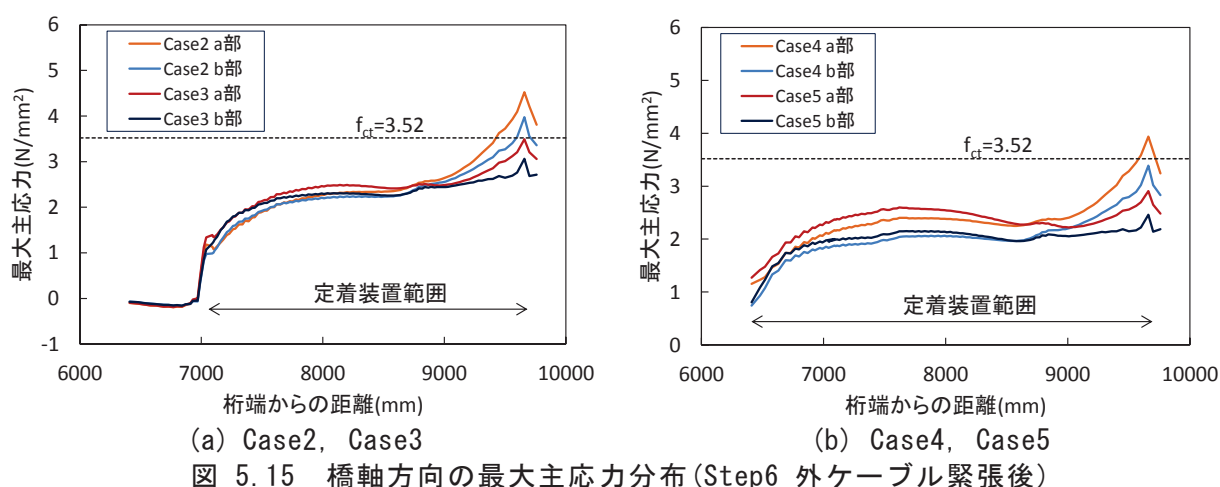


図 5.16 定着装置の概略図

本検討の結果、桁間定着装置を用いた外ケーブル補強工法は、既設主桁に局所的なひび割れを生じる可能性が認められた。このことから、本外ケーブル補強工法をその他の PC 桁で適用する場合には、FEM 解析により既設主桁にひび割れが生じる可能性を検討するのがよいと考えられる。また、既設主桁の最大主応力を低減させる対策として、緊結用 PC 鋼材の緊張力を低減すること、定着装置長さを拡幅すること、定着装置前面側における緊結用 PC 鋼材の縁端距離を拡幅することが有効な手段となると考えられる。

5.6 本章のまとめ

実橋 PC 桁において内ケーブルの破断が生じて外ケーブル補強工法を適用した場合の FEM 解析を行い、補強効果の検証、補強後の応力状態の評価、既設主桁に与える影響の評価を行った。さらに、解析の結果、既設主桁にひび割れが生じる可能性が認められたことから、定着装置の仕様を変更した場合の解析的検討を実施した。本検討で得られた知見を以下に示す。

- 1) 桁間定着装置を用いた外ケーブル補強工法は、地覆や高欄などの部材により、非対称断面となる PC 桁においてもプレストレスを適切に追加導入することができ、想定する補強効果が得られることを確認した。また、簡易評価法である内力評価法により、導入できるプレストレスを概ね評価できることを確認した。
- 2) 内ケーブルの破断によりプレストレスの減少が生じていない範囲において、圧縮応力度の照査を行ったところ、今回の外ケーブル補強によるプレストレス導入量の範囲では、圧縮応力の限界値には至らず、オーバープレストレスとならないことが認められた。
- 3) 界面垂直応力を 7N/mm^2 とする定着装置の仕様は、定着装置近傍の既設主桁部に局所的にひび割れが生じる可能性が高いことが認められた。
- 4) 既設主桁に与える影響を低減するため、緊結用 PC 鋼材の張力の低減、定着装置の長さの拡幅、定着装置前面側における緊結用 PC 鋼材の縁端距離の拡幅を考慮した定着装置の仕様について解析的に検討した。その結果、界面垂直応力を 7N/mm^2 から 4N/mm^2 に低減して、定着装置長さを 2000mm から 3500mm とするとともに、定着装置前面側の縁端距離を 480mm に拡幅した定着装置の仕様とすることで、既設主桁の最大主応力がコンクリートの引張強度に対して十分小さくなることが認められた。

【参考文献】

- 1) 湯淺康史, 森川英典, 福田圭祐, 淵澤健一: 主桁間隔の狭い鉄道 PCI 形桁を対象とした外ケーブル補強工法の適用性に関する解析的検討, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, vol.16, pp.341-346, 2016.10
- 2) Koji YUASA, Keishuke FUKUTA, Yuzuru HAMADA, Hidenori MORIKAWA : Strengthening by external cables on existing PC-I girders bridge with narrow distance between adjacent main girders, 11th World Congress on Railway Research, 2016.5
- 3) プレストレスト・コンクリート建設業協会: 外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル (案), 2007.4
- 4) 土木学会: コンクリート標準示方書設計編, 2013.3
- 5) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物), 丸善出版, 2004.4
- 6) 湯淺康史, 近藤拓也, 松田好史: 開業 40 周年を迎えた山陽新幹線 PC 桁の維持管理, プレストレストコンクリート, vol.58, No.1, pp.11-16, 2016.1
- 7) 長田光司, 本間淳史, 佐藤正明, 池田尚治: PC 橋の補修・補強技術, コンクリート工学 Vol.43, No.12, pp.18-25, 2005.12

第6章 外ケーブル張力モニタリング方式の有効性と管理方法に関する研究

6.1 概説

外ケーブル張力モニタリング方式は、実橋での計測データのばらつきや変動を考慮した上でのモニタリングの有効性が検証されておらず、実用的な管理方法が構築されていない状況にある。また、内ケーブル破断時の PC 桁の挙動は格子解析により評価するが、この解析の精度を向上させるためには、高欄等の非構造部材を考慮する必要性が指摘されている¹⁾。

そこで、本章では、上記の課題を踏まえて、実橋での計測データを分析し、モニタリングによる PC 桁の耐荷性能の低下を検知する性能（以下、検知性能と表記）を検討して、モニタリングの有効性を検証するとともに、外ケーブル張力モニタリング方式の管理方法について検討を行う²⁾。6.2 では、はじめに、外ケーブル張力モニタリングが試験施工された対象橋梁の概要と、本研究で検討するモニタリング方法について概説する。6.3 では、計測値のばらつきの低減に配慮した計測方法や管理指標の算出方法について述べるとともに、計測値のばらつき状態や長期計測結果について分析する。6.4 では、実橋 PC 桁での載荷試験の結果をベンチマークとして非構造部材を考慮した格子解析について検討する。その後、格子解析を用いて内ケーブル破断位置や破断数をパラメータとする感度解析を行い、モニタリングの管理指標となる外ケーブル張力の変化を含む PC 桁の実挙動の評価を行う。さらに、想定した内ケーブルの破断状態における PC 桁の安全性と使用性について、鉄道 RC 標準³⁾に基づいて照査を行う。6.5 では、6.3、6.4 の計測結果と解析結果から、モニタリングの検知性能について検討し、モニタリングの有効性を検証する。さらに、6.7 では、6.2～6.5 での検討結果を踏まえて、実用可能なモニタリングの管理方法について提案を行うとともに、外ケーブル張力モニタリング方式を維持管理へ導入にあたっての運用方法について提案する。6.8 では、本章で得られた知見についてまとめる。

6.2 対象橋梁とモニタリング方法

6.2.1 対象橋梁の概要

対象橋梁は、昭和 40 年代に施工された PCI 形複線 4 主桁である。橋梁一般図および設計諸元を図 6.1、表 6.1 にそれぞれ示す。対象橋梁は 1 主桁あたり上縁定着 2 本、端部定着 4 本の計 6 本の内ケーブルが配置されている。対象橋梁では、これまでの維持管理において、下フランジ下面やシースに沿ったひび割れが確認されており、また削孔目視調査からグラウト充填不足も認められていた。このため、平成 25 年 3 月にこれら変状に対する補修を行ったうえで、外ケーブル張力モニタリング方式の試験施工を行った。外ケーブルの設置状況を写真 6.1 に示す。外ケーブルは各主桁の左右に、9 本のポリエチレン被覆内部充填型エポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線から構成されるマルチストランドケーブル(9S15.2B)を配置した。また、現段階ではプレストレスの低下が生じておらず、外ケーブルの緊張は

不要と考えられるが、モニタリングにおいて、外ケーブルのたるみを除去して桁の変形に応じて外ケーブル張力を変化させる必要があるため、外ケーブルの有効緊張力を $0.1Pu$ (Pu : PC 鋼材の引張強度の規格値) とした。

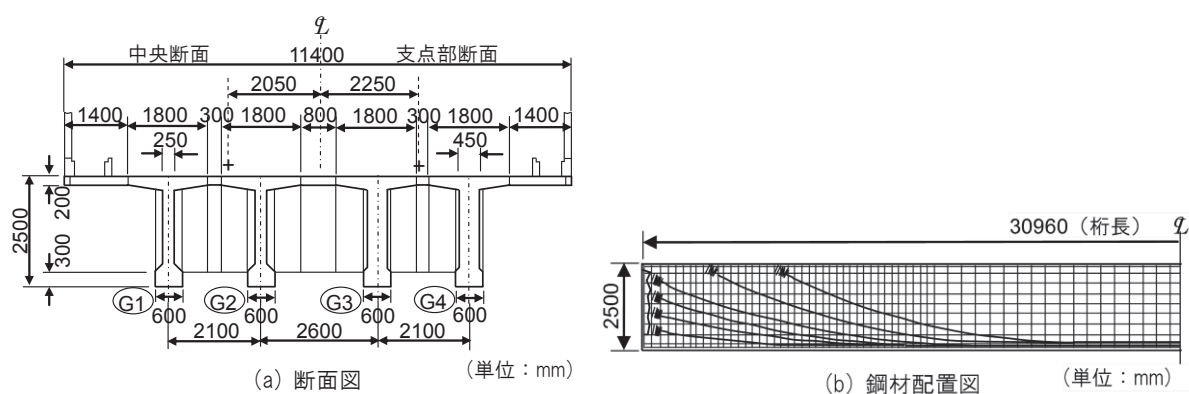


図 6.1 橋梁一般図

表 6.1 設計諸元

項 目		諸 元
支間		30.2m
曲線半径		3500m
設計活荷重		N-19, P19
衝撃係数		0.289
コンクリート	設計基準強度	400kgf/cm ²
	プレストレス導入時	350kgf/cm ²
PC 鋼材	内ケーブル	12 - ϕ 12.4mm, SWPR7A
	横締め鋼棒	SBPR95/110, ϕ 24mm, ϕ 30mm

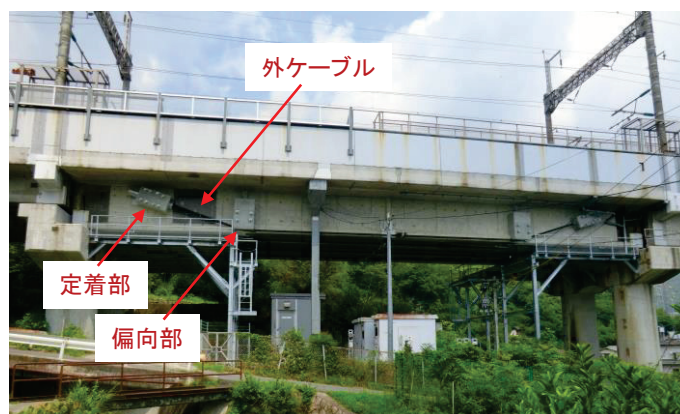


写真 6.1 外ケーブルの設置状況

6.2.2 モニタリング方法

外ケーブル張力をモニタリングする方法には、死荷重状態での外ケーブル張力を指標としてモニタリングする方法^{4),5)}と列車荷重載荷時の外ケーブル張力の増分 (ΔT , 以下張力増分) をモニタリングする方法がある。村田ら¹⁾は、死荷重状態でのモニタリング方法に

については、温度変化等により桁が伸縮することによって外ケーブル張力が変動するなかで、内ケーブルの破断に起因する張力変化を評価することは困難と考え、列車荷重載荷時の張力増分をモニタリングする方法を提案し、試験施工桁において列車荷重時の張力増分を計測するのに適した計測システムを設置している。このような背景を踏まえ、本研究では、列車通過時の外ケーブル張力増分をモニタリングする方法について検討する。ここで、解析結果に基づいて推定された、内ケーブル破断による外ケーブル張力変動の概念図を図 6.2 に示す¹⁾。内ケーブルが少数破断した段階の区間①では、内ケーブル破断に伴いプレストレスの低下、死荷重状態におけるたわみが増加するものの、ひび割れが生じていないため曲げ剛性は変化せず、列車荷重載荷に伴う外ケーブル張力増分も概ね変化しない ($\Delta T_2 \doteq \Delta T_1$)。内ケーブルの破断本数が増加して、列車荷重載荷時に曲げひび割れが生じる段階の区間②では、外ケーブル張力増分はそれほど大きくはならず、 $\Delta T_3 \doteq \Delta T_2 = \Delta T_1$ となる。さらに、内ケーブルの破断数が増加し、死荷重状態においても曲げひび割れが発生した段階の区間③において、死荷重状態での外ケーブル張力、ならびに列車荷重載荷時の外ケーブル張力増分が増大するものと推察されている ($\Delta T_4 > \Delta T_3$)。

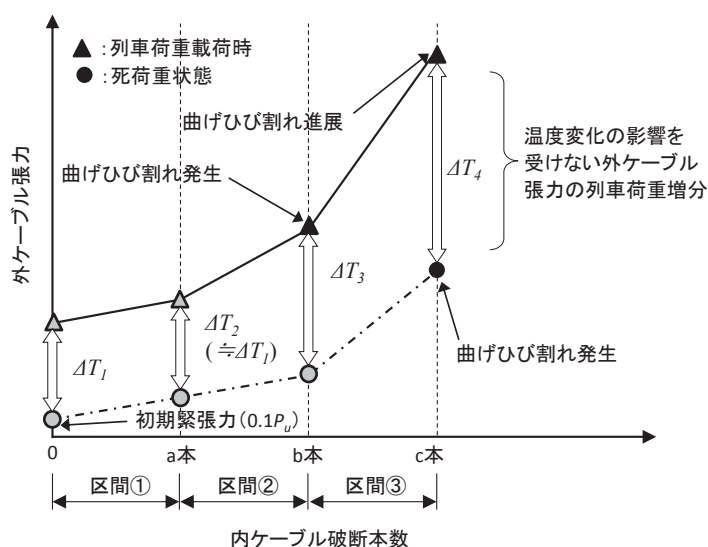


図 6.2 内ケーブル破断による外ケーブル張力変動の概念図¹⁾を一部修正

本研究で対象とするモニタリング方法は、常時、外ケーブル張力増分 ΔT の計測値 (ΔT_M) を取得し、あらかじめ設定した管理値 (ΔT_A) と比較して、曲げひび割れの発生やひび割れの進展を捉えて、PC 桁の耐荷性能の低下を検知することを意図するものである。本モニタリングを適用した場合の基本概念図を図 6.3 に示す。計測値 ΔT_M は、内ケーブルの破断が生じていない健全な状態においても、列車の重量や速度、計測誤差などの影響で一般にばらつきを含んだ結果が得られると考えられる。このため、管理値を設定する際には、健全状態における計測値のばらつきで管理値を超過する（誤報）確率が十分小さくな

るように配慮する必要がある．内ケーブルの破断が進行し，曲げひび割れが生じる段階になると，計測値 ΔT_M の平均値およびばらつきは増大することになると想定される．モニタリングにおいては，曲げひび割れが発生し，計測値 ΔT_M が増加する段階になると，管理値を超過する確率が増加することによって，PC 桁の耐荷性能の低下が検知されることとなる．

なお，本モニタリングにおいて，計測値 ΔT_M のばらつきはモニタリングの検知性能に大きな影響を与える．すなわち，計測値のばらつきが小さい場合，管理値を小さい値に設定することができ，内ケーブル破断に伴う外ケーブル張力増分の増加を早期に検知できることとなる．このことから，モニタリングに用いる計測値 ΔT_M については，ばらつきを詳細に評価するとともに，その低減を図ることが重要となると考えられる．

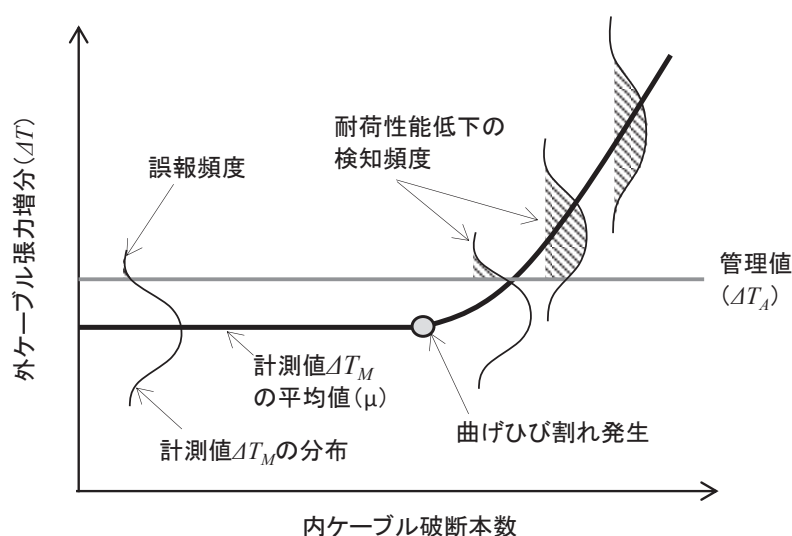


図 6.3 モニタリングの基本概念図

6.3 実橋 PC 桁における外ケーブル張力の計測値の分析

6.3.1 計測方法と計測システム

列車通過時の外ケーブル張力は動的に変動し，張力変化は非常に小さいことから，計測にあたっては，動的計測が可能でかつ高精度な計測システムが必要である．このため，張力センサーには，図 6.4 に示す磁歪式の張力センサーを用いることとし，図 6.6 に示す位置に配置して計測することとした．この張力センサーは計測対象の強磁性体の応力が増加すると，強磁性体内の磁界が減少するという応力磁気効果を原理としており，図 6.4 に示す永久磁石により一定磁界を発生させ，PC 鋼材の応力によって変化する磁界を磁界検出センサーにて計測し，張力を算出するものである⁶⁾．なお，この張力センサーは単一の PC 鋼材のみを計測対象とするため，対象橋梁に設置しているマルチストランドケーブルの 9 本のうち 1 本を代表値として計測している．なお，本研究において分析する張力センサーは，図 6.6 に示した張力センサーのうち，外ケーブルの偏向部間に設置したセンサー 1 からセ

センサー4を対象とすることとした。これは、桁端部側に位置する張力センサーでは、外ケーブルの偏向部における摩擦と考えられる影響により、列車通過時の計測において外ケーブル張力の変動が認められなかったためである。また、センサー2, 3はセンサー1, 4に比べて偏向部側に位置しているが、これは試験施工当初には配置されておらず、2015年10月に追加で設置したためである。なお、外ケーブル張力は、偏向部間において張力が一定となると考えられることから、施工性に配慮して同位置に設置したものである。

張力センサーを含む計測システムの構成を図6.5に示す。本計測システムでは、張力センサーで計測したアナログ信号を、24bitの高性能A/D変換器でデジタル信号に変換し、試験施工桁に設置した計測用パソコンに計測データが収集されるシステムとなっている。

計測の対象となる列車は、日々のモニタリングが可能となるよう営業列車によることとし、計測値のばらつきの低減に配慮して、乗車率の変動が少ない朝晩の各3列車を対象とすることとした。また、計測は計測対象列車の通過予定時刻5分間を自動的に計測することとした。なお、試験施工桁は複線4主桁であり、列車通過時には全主桁に列車荷重が作用する構造であるが、上り線を列車が通過する場合には上り線直下に位置するG3, G4桁、下り線を列車が通過する場合にはG1, G2桁が主として列車荷重を受け持つため、モニタリングにおいてG3, G4桁の評価は上り線列車通過時の計測値で、G1, G2桁の評価は下り線列車通過時の計測値で評価することとした。

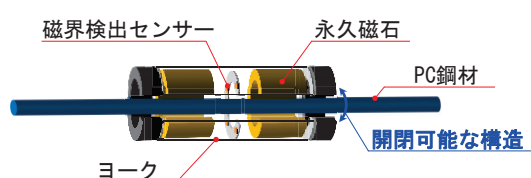


図 6.4 張力センサーの構造概要

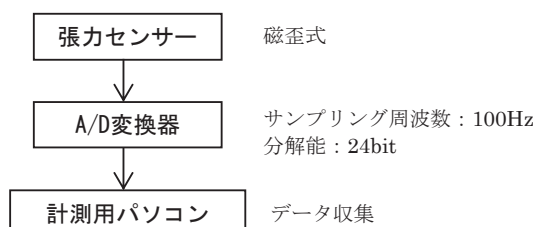


図 6.5 計測システム構成

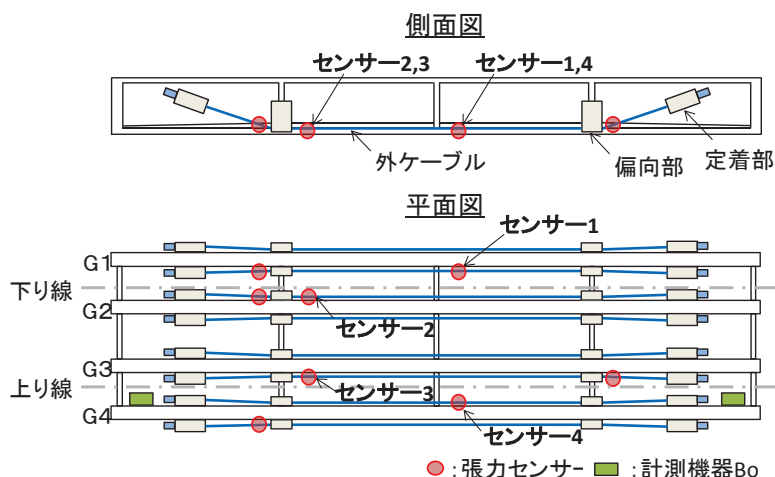


図 6.6 張力センサー配置図

6.3.2 列車通過時の外ケーブル張力増分の算出方法

センサー4（G4 桁）における列車通過時の外ケーブル張力の計測結果の一例を図 6.7 に示す．なお，外ケーブル張力変化量は，外ケーブルの有効緊張力 $0.1Pu$ からの変化量を示している．列車通過時には，外ケーブル張力は増加する挙動を示すとともに，列車の車軸位置が変化することによって，張力が変動する波形が計測される．なお，外ケーブル張力の時刻歴波形は，周波数分析から 0.5Hz 以下の波と $3.0\sim 3.5\text{Hz}$ の波で構成されることが認められている．一方で，列車通過がない時間においても，外ケーブル張力は微小に変動していることが認められる．この張力変動は計測に伴うノイズの影響と考えられ，ノイズは計測値のばらつきや，さらにはモニタリングの検知性能に影響を与えることから，その影響をできる限り低減する必要性が示唆された．

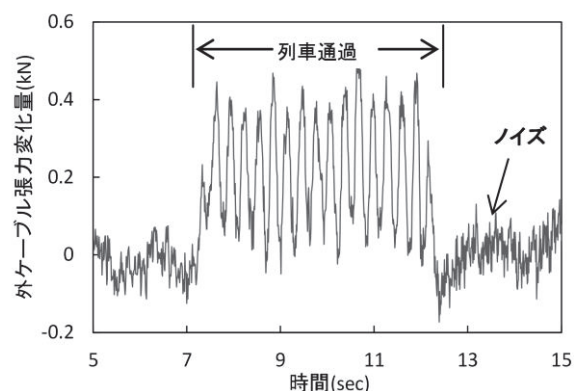


図 6.7 列車通過時の外ケーブル張力の変化

次に，列車通過時における外ケーブル張力の時刻歴波形から張力増分 ΔT_{Msin} を算出するまでの手順を図 6.8 に示す．はじめに，計測した 5 分間の時刻歴波形から，列車載線時間のみの外ケーブル張力データを抽出する．列車載線の判断は，計測ノイズの状態を勘案して，外ケーブル張力の変動量が 0.2kN 以上が生じた場合と判断している．したがって，列車通過時の外ケーブル張力の変化が 0.2kN 未満となる場合には抽出することはできない．その後，計測データにおける高周波ノイズの除去のため，図 6.9 に示す特性を有するフィルタを用いて波形処理を実施する．なお，列車通過に起因して変動する外ケーブル張力を減衰させないように，カットオフ周波数を 4Hz として高周波帯域のみを減衰させるローパスフィルタを適用している．さらに外ケーブル張力増分を抽出する仮定においても，ノイズの低減を目的に，以下の式 (6.1) を用いた．

$$\Delta T_{Msin} = \mu_{TM} + \sigma_{TM} \cdot \sqrt{2} \quad \dots\dots\dots (6.1)$$

ここに， ΔT_{Msin} ：列車通過時の外ケーブル張力増分，

μ_{TM} ： $T_{Msin}(T_{Msin1}, T_{Msin2}, \dots, T_{Msin n})$ の平均値，

σ_{TM} ： $T_{Msin}(T_{Msin1}, T_{Msin2}, \dots, T_{Msin n})$ の標準偏差

式 (6.1) は，列車通過時の外ケーブル張力波形が，列車通過時刻内で一様に張力が増加する成分と $3.0\sim 3.5\text{Hz}$ の周期的に変動する \sin 波成分から構成されるものとして，一様な張力増分は式 (6.1) の第 1 項で， \sin 波の振幅は標準偏差の $\sqrt{2}$ 倍となることを利用して式

(6.1)の第2項で算出して、おののおを加算したものである。本処理を適用した場合の結果の一例を図 6.10 に示す。計測結果では、列車重量、衝撃、計測誤差などによるピーク値にはばらつきが生じているが、式(6.1)を用いることにより、ピーク値を平準化した値を得ることが確認できる。式(6.1)を用いて算出した計測値は、単純に最大値を抽出した場合に比べて、小さく評価されることとなるが、ばらつきの低減を優先することとした。

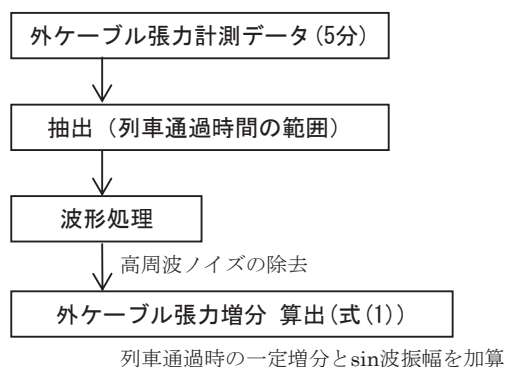


図 6.8 管理指標の算出手順

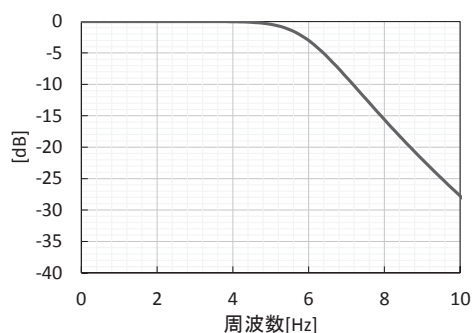


図 6.9 ローパスフィルタ特性

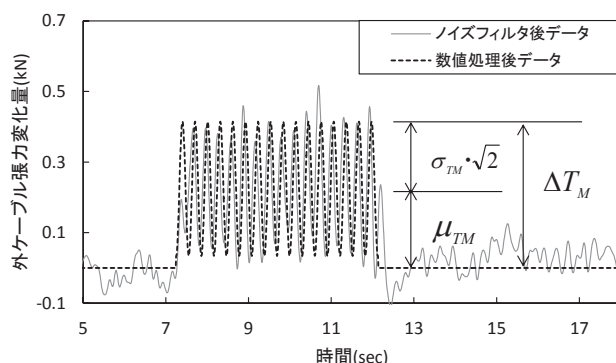


図 6.10 データ処理を適用した場合の一例

6.3.3 計測値のばらつき状態とその要因に関する分析

本項では、一定期間の計測値を対象に、ばらつきの程度およびばらつきの要因について分析する。分析に用いた計測データの諸元および上り線列車通過時の G4 桁の張力増分 ΔT_{Msin} の頻度分布を表 6.2、図 6.11 にそれぞれ示す。張力増分 ΔT_{Msin} の計測値は概ね正規分布に従い、平均値は 0.393kN（応力：2.8N/mm²）と非常に小さく、標準偏差 0.038kN のばらつきが生じている結果となった。

ばらつきの要因について、はじめに、列車重量などの荷重の影響について検討する。図 6.12 に推定列車重量と張力増分 ΔT_{Msin} の関係を示す。なお、推定列車重量とは、車両種別ごとの空車重量と乗車率から算出した旅客重量を加算して推定した重量である。列車重量と張力増分 ΔT_{Msin} とは比例関係になると考えられるが、図 6.12 を確認すると、明確な正

の相関が認められなかった。これは、列車重量の変動が小さく、別のばらつきの要因が支配的であるためと推察される。次に、計測機器のノイズの影響について検討する。列車通過時間（約 5 秒）に発生しうるノイズを評価するため、列車が通過していない状態の 5 秒間の外ケーブル張力データを無作為に 100 波形抽出した。そして、抽出した波形に図 6.9 のフィルタ処理を実施した後の張力の頻度分布を図 6.13 に示す。ノイズは正規分布の性状を示しており、その標準偏差は 0.055kN であった。ノイズのばらつき状態は、図 6.11 で示したばらつき状態に近いことが認められ、このことから張力増分 ΔT_{Msin} のばらつきの主要因は、ノイズによるものと推察される。なお、ノイズの標準偏差は 0.055kN であり、列車通過時の張力増分の標準偏差 0.038kN より大きい値を示しているが、張力増分 ΔT_{Msin} は式(6.1)の適用により、ばらつきが幾分か低減されているためと考えられる。ここで、フィルタ処理後の 100 波形について、周波数分析を行った結果を図 6.14 に示す。波形ごとに卓越する周波数帯域が異なるものの、短周期側の強度が大きくなる傾向が認められた。但し、短周期側のノイズ低減対策は、列車荷重に起因する張力変化を減衰させるため実施しないこととした。

以上をまとめると、外ケーブル張力増分 ΔT_{Msin} は、絶対値が非常に小さい値であることから、相対的にノイズの影響を大きく受けていると考えられ、ばらつきの主要因はノイズに起因したものと推察される。なお、以降の検討では、計測値にこれらのばらつきが生じることを前提として検討を行うが、ばらつきはモニタリングの検知性能に多大な影響を与えることから、今後、さらなる計測機器の改良によるノイズの低減が期待される。

表 6.2 計測データ諸元

項 目	諸 元
張力センサー	G4 桁 支間中央位置
計測期間	2014.12.19～2015.2.13(54 日)
計測対象列車	上り列車

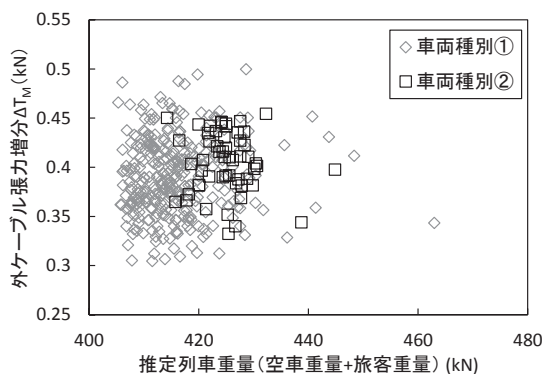


図 6.12 推定列車重量と外ケーブル張力増分の関係

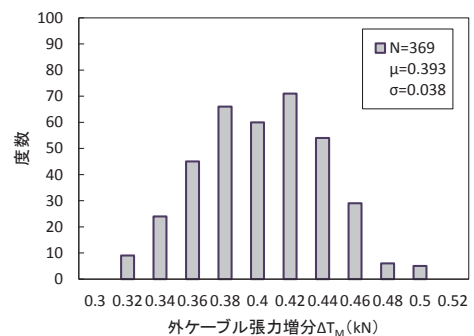


図 6.11 外ケーブル張力増分の頻度分布

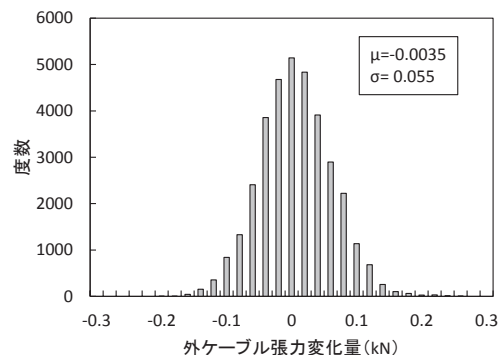


図 6.13 ノイズによる外ケーブル張力変化の頻度分布

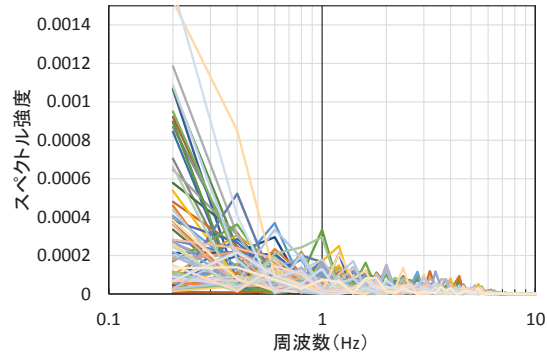


図 6.14 ノイズの周波数特性

6.3.4 長期計測結果の分析

6.2.2 で述べたように、本モニタリングは温度変化等の季節変動の影響を受けない計測値として、列車荷重作用時の外ケーブル張力増分を指標として採用している。しかしながら、一般的に計測センサーなどの計測機器は温度の影響を受けやすく、本計測方法や計測システムで取得した計測値に季節変動が生じていないかを検証する必要がある。そこで、長期的な計測を行い、計測値の長期性状およびばらつきについて分析を行った。

長期計測の結果、外ケーブル張力増分 ΔT_{Msin} の全列車の測定結果を図 6.15 に示す。G1 と G4 桁は 2015 年 4 月から 1 年 5 カ月にわたる計測結果、G2 と G3 桁は 2015 年 10 月に計測を開始したことから、約 10 カ月間の計測結果を示した。なお、G1、G2 桁は下り線列車通過時の張力増分を、G3、G4 桁は上り線列車通過時の張力増分の結果を示している。G1、G3、G4 の計測結果を確認すると、計測値は一定のばらつきが認められるものの、計測値は季節変動の影響は見られず概ね一定の値で推移していることが確認できる。一方、G2 桁は 10 月の計測開始後、張力増分が増加する傾向が見られたが、その後に張力増分が低下し概ね一定の値で推移している。張力増分が増加した原因については、現地で調査を行ったが構造物や計測機器に異常は認められず、詳細な原因特定には至らなかったものの、張力センサーを設置した直後であったことから、PC 鋼材の磁性が安定しなかったことなどがその要因として考えられる。ここで、計測値の推移を詳細に検証するため、1 ヶ月間の計測値の平均値と標準偏差の推移を図 6.16 に示す。各主桁の 1 ヶ月平均値の推移は、微小な変動がみられるものの、その変動量は最大でも 0.04kN であり、概ね一定の値で推移することが認められた。したがって、外ケーブル張力増分は、季節変動の影響を受けず、モニタリングに適した管理指標であることが認められた。

なお、計測値の平均値は、外桁である G1、G4 の値が、内桁である G2、G3 に比べて大きくなる結果となった。これは、列車荷重によって外桁に作用する断面力は、内桁に比べて大きく、主桁の変形量が大きいためと考えられる。また、計測値の標準偏差は G1～G4 で 0.04～0.05kN (G2 桁は張力が増大した期間を除いた 1 月以降の値) と概ね同等の値であることが認められた。すべての桁で同程度のばらつきを示した原因は、6.3.3 で考察した

ように、計測値がノイズの影響を大きく受けているためと考えられる。

また、計測値 ΔT_{Msin} のばらつきは平均値に対して十分小さい値とはなっておらず、モニタリングの検知性能に大きな影響を及ぼすことが想定された。このことから、計測値のばらつきを低減する方法として、1日に計測された複数列車分の計測値 ΔT_{Msin} を平均した値 (ΔT_{Mave}) を検討することとした。ここで、G1 桁を対象として、平均化する列車本数と外ケーブル張力増分の計測値の標準偏差の関係を図 6.17 に示す。平均化列車本数を増やすと標準偏差が小さくなり、平均化列車本数が 6 列車となる段階で概ね一定の標準偏差となることが認められた。このことから、以降の検討では、平均化する列車本数は 6 列車を選定することとした。ここで、全主桁を対象にばらつきを評価した結果を表 6.3 に示す。計測値に 6 列車平均値 (ΔT_{Mave}) を用いた場合の標準偏差は、1 列車ごとの場合に比べて約半分の値となり、ばらつきを大きく低減できることが認められた。

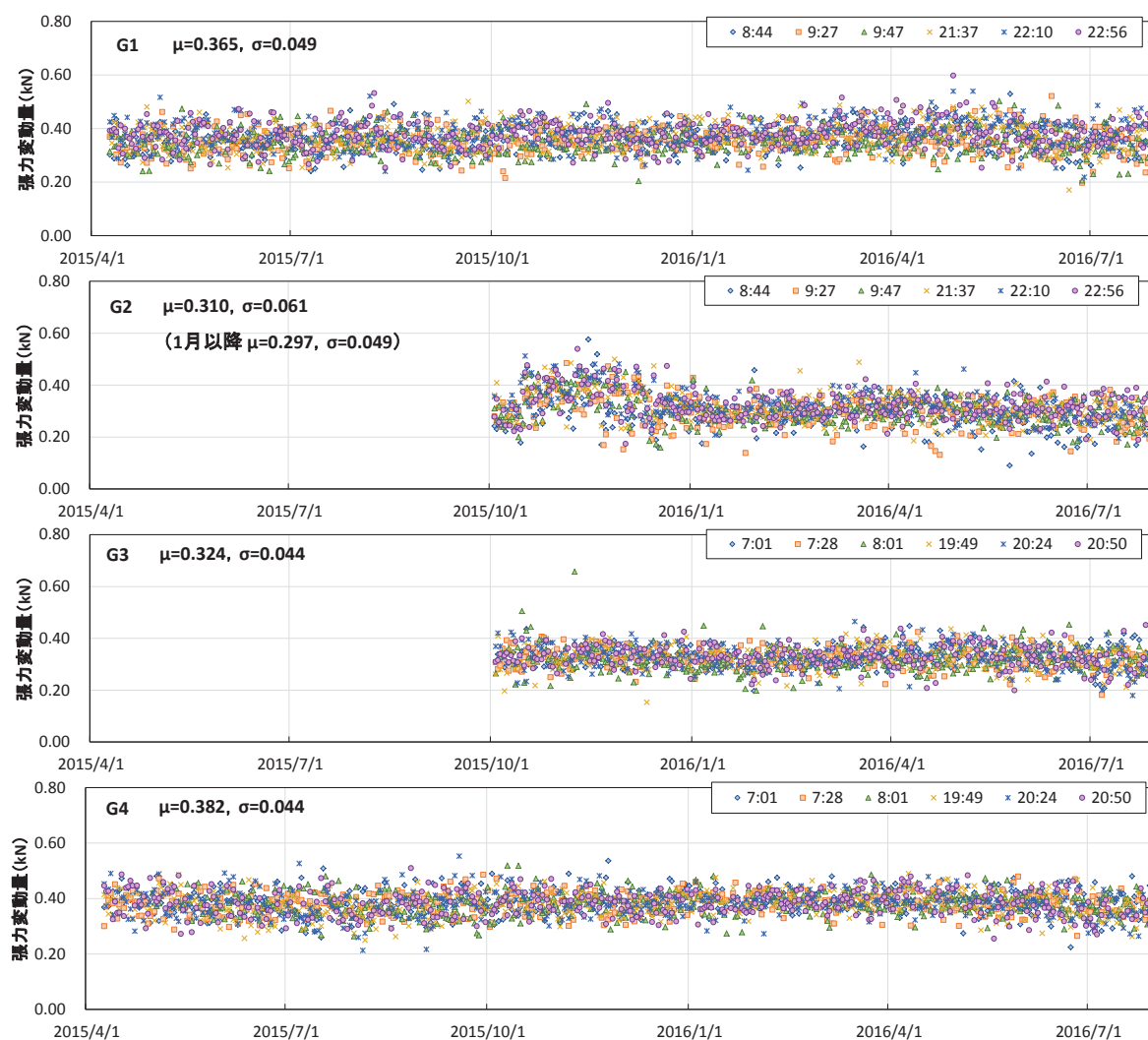


図 6.15 外ケーブル張力増分の長期計測結果

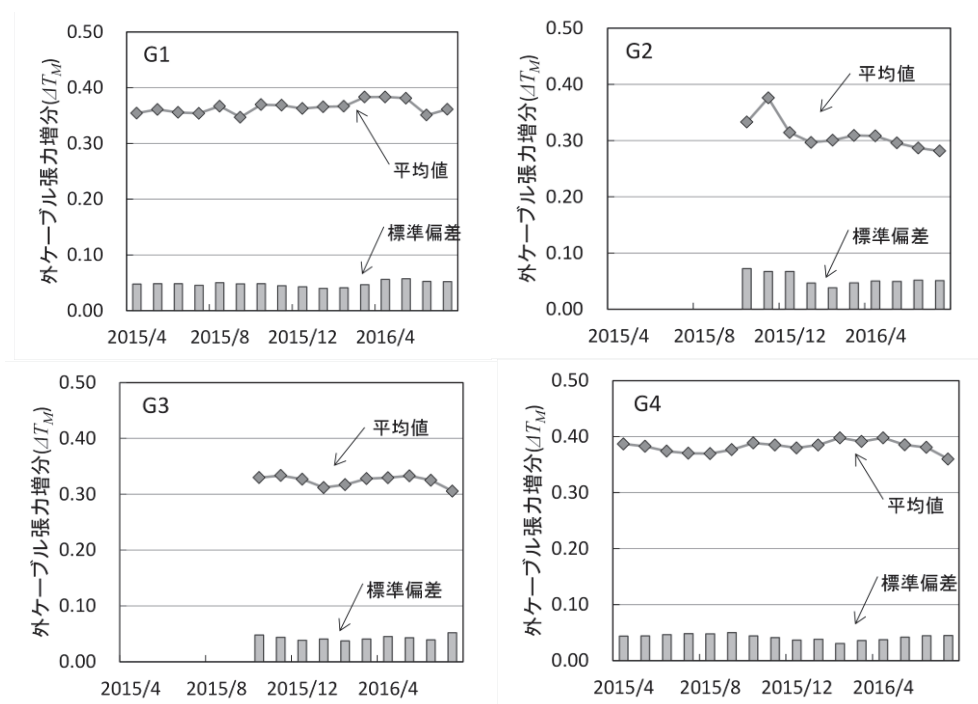


図 6.16 外ケーブル張力増分の1ヶ月の平均値と標準偏差の推移

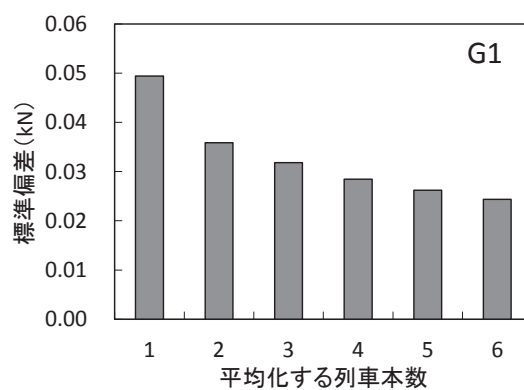


図 6.17 平均化列車本数と標準偏差の関係

表 6.3 計測値のばらつきの評価

		G1	G2	G3	G4
ΔT_{Msin} (kN)	平均値(μ)	0.365	0.297	0.324	0.382
	標準偏差(σ)	0.049	0.049	0.044	0.044
ΔT_{Mave} (kN)	平均値(μ)	0.365	0.297	0.324	0.382
	標準偏差(σ)	0.025	0.025	0.022	0.023

※ ΔT_{Msin} : 1列車ごとの計測値, ΔT_{Mave} : 1日6列車の計測値の平均値

6.4 内ケーブルの破断進行に伴う PC 桁の実挙動と性能に関する解析的評価

6.4.1 解析概要

(1) 解析モデル

解析は、汎用構造解析プログラム DIANA を用いて、3次元非線形格子解析により実施した。本研究で用いる解析モデルと各要素の種類を図 6.18、表 6.4 にそれぞれ示す。本解析では、主桁の内ケーブル破断に伴う曲げひび割れ発生後の挙動も表現する必要があるため、主桁には終局時近傍までの PC 部材の挙動を表現できることが確認されている⁷⁾、ファイバー要素を用いた。一方、DIANA に用意されているファイバー要素では、ねじり剛性が断面形状から自動計算され、任意の値を設定することができない仕様となっている。このため、本解析においては、主桁にファイバー要素を適用するにあたって、主桁および横桁は曲げ剛性を受け持つ部材とねじり剛性を受け持つ部材を分離してモデル化して対応することとした。図 6.19 に主桁と横桁の接合条件の模式図を示す。曲げ剛性を受け持つ部材は、解析プログラム上ねじり剛性が自動的に考慮されるが、片側の端部結合条件をねじり方向に回転するピン結合とすることで、格子の全体系にねじり剛性の影響が伝達されない。部材のねじりの影響は、曲げ剛性をゼロ、断面形状から算定したねじり剛性を与えたねじり剛性を受け持つ部材で考慮することとした。

また、内ケーブル破断時の PC 桁の挙動を精度良く評価するため、一般に設計時には考慮されない、床板、高欄や地覆などの非構造部材も弾性はり要素および弾性ファイバー要素を用いてモデル化した。外ケーブル補強に関する部材は、コンクリート標準示方書に示される部材評価法⁸⁾に基づき、外ケーブルはトラス要素、偏向装置は梁要素でモデル化し、外ケーブルと偏向装置の間はバネ要素でモデル化し、外ケーブルの張力変化を直接解析できるよう配慮した。なお、現地の外ケーブル張力の計測結果から、外ケーブル曲げ上げ部の偏向部で摩擦が生じて、偏向部位置で固定された条件に近いと推定されたことから、偏向部のバネは固定として設定した。

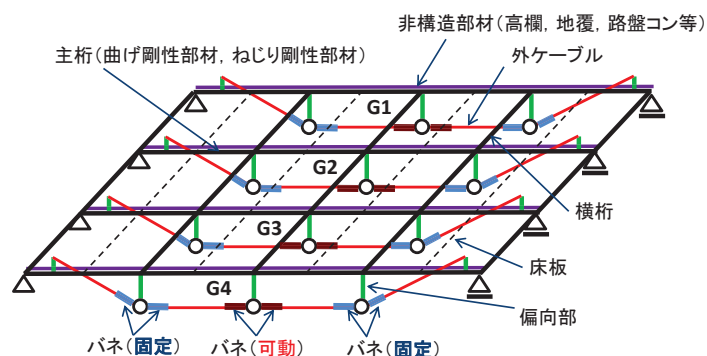


図 6.18 解析モデルの概要

表 6.4 要素種類

部材・材料		要素種類
主桁	曲げ剛性を受け持つ部材 (鉄筋) (内ケーブル)	非線形を考慮したファイバー要素 (埋め込み鉄筋要素) (埋め込み鉄筋要素)
	ねじり剛性を受け持つ部材	弾性はり要素
横桁		弾性はり要素
床板		弾性はり要素
非構造部材 (高欄, 地覆, 路盤コン等)		弾性ファイバー要素
外ケーブル		トラス要素
偏向部		はり要素 (剛)
偏向部～外ケーブル間		バネ要素

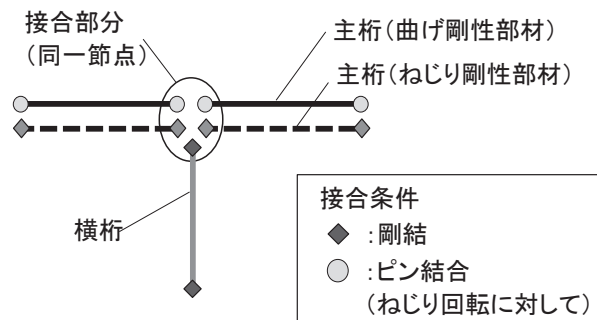


図 6.19 主桁と横桁の結合状態の模式図

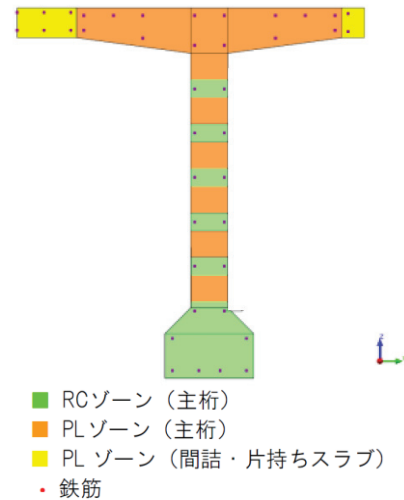


図 6.20 RC ゾーン, PL ゾーンの区分

(2) 材料モデルおよび物性値

材料非線形を考慮する主桁のファイバー要素に関する材料モデルについて示す。コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係は、鉄道 RC 標準³⁾に基づくモデルを適用した。また、コンクリートの引張側の材料特性を設定するにあたって、まず、An ら⁹⁾の提案に基づき、図 6.20 に示すように鉄筋の付着の効果が期待できる鉄筋コンクリート要素でモデル化する領域（RC ゾーン）と無筋コンクリート要素でモデル化する領域（PL ゾーン）に区分して、それぞれの材料モデルを適用した。材料モデルは土木学会コンクリート標準示方書⁸⁾に準じ、RC ゾーンにはテンションスティフニングの効果を考慮したモデル、PL ゾーンにはコンクリートの引張軟化特性のモデルをそれぞれ適用した。

鉄筋の応力-ひずみ関係は鉄道 RC 標準に基づき、バイリニアでモデル化し、降伏点以降の第 2 勾配は初期勾配の 1/1000 とした。また、内ケーブルの応力-ひずみ関係は鉄道 RC 標準に基づき、トリリニア曲線を用いた。また、各材料の物性値については、設計値を用いた。

(3) 内ケーブルの破断進行の想定と解析ケース

実橋において内ケーブルが破断する位置や次の破断がどこで生じるかなど、内ケーブルの破断の進行を推測することは一般に困難である。本研究では、内ケーブルの破断の進行パターンとして、全主桁で均一に破断が進行するパターン（パターンⅠ）、特定の主桁のみで破断が進行するパターン（パターンⅡ）、全主桁で均一に破断が進行したあと、特定の主桁で破断が進行するパターン（パターンⅢ）を設定して解析的に評価することとした。解析ケースを表 6.5 に示す。また、本解析では、上り線の G3, G4 桁を対象として検討を行うこととした。破断進行のパターンⅠでは、内ケーブルの破断位置を $L/4$, $3L/8$, $L/2$ (L : スパン長) 変化させてその影響も確認することとした。また、破断位置においてはグラウト充填不足が生じていると想定し、グラウト充填不足長さは過去の実橋梁における調査結果を参考に 1m を基本として¹⁰⁾, 3m の場合も考慮することとした。破断進行のパターンⅡでは、上り線を直接支持する G3, G4 桁の内ケーブルを順次破断させることとした。破断進行

表 6.5 解析ケース

解析 ケース名	破断進行 パターン	破断 位置	グラウト充 填不足長さ	破断が生じる主桁と 破断本数			
				G4	G3	G2	G1
Case 0	破断なし（健全状態）			0			
Case Ⅰ -L/2-1	Ⅰ （全主桁で均 一に破断が進 行）	L/2	1m	2			
				3			
				4			
				5			
Case Ⅰ -3L/8-1		3L/8		2			
				3			
				4			
				5			
Case Ⅰ -L/4-1		L/4		2			
				3			
				4			
				5			
Case Ⅰ -L/2-3		L/2	3m	2			
				3			
				4			
				5			
Case Ⅱ G4-L/2-1	Ⅱ （特定の主桁 で破断が進行）	L/2	1m	4	0		
				5	0		
6				0			
0				4	0		
0				5	0		
0				6	0		
Case Ⅲ G4-L/4-1	Ⅲ （全主桁で均 一に破断が進 行したあと、特 定の主桁で破 断が進行）			3			
				4	3		
				5	3		
3							
3				4	3		
3				5	3		

のパターンⅢでは、事前解析の結果をもとに、曲げひび割れが発生しない最大の内ケーブルの破断本数である 3 本まで、全主桁の内ケーブルが破断したあと、G3、G4 桁の内ケーブルの破断が順次進行するケースを考慮した。

(4) 内ケーブル破断のモデル化

内ケーブルの破断のモデル化を図 6.21 に示す。内ケーブルの破断が生じた場合には、長田らの実験結果に基づく¹¹⁾と、内ケーブルはグラウト充填部の境界から 65ϕ (ϕ : PC 鋼材の換算直径) の区間で再定着し、プレストレスはこの区間において 2 次放物線で回復する³⁾と考えられる。解析では図 6.21 の面積 A と B が同等となる 30ϕ の区間で、プレストレスがゼロとなるものとし、この区間の内ケーブルの要素を欠落させ、欠落した区間に内ケーブルに作用していた緊張力を逆載荷することによって、内ケーブルの破断の影響を表現した。

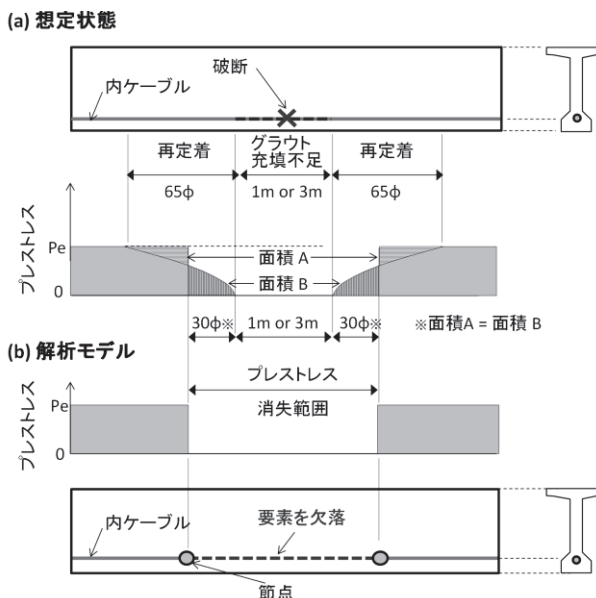


図 6.21 内ケーブル破断のモデル化

(5) 解析ステップ

本解析では、内ケーブル破断が生じる前の PC 桁の応力状態を表現し、内ケーブルの破断に伴う曲げひび割れの発生やその後の挙動を評価する必要があることから、橋梁の建設から外ケーブルの設置、載荷までの一連の流れを解析することとした。解析ステップを表 6.6 に示す。なお、Step5 で考慮する列車荷重は、評価の目的に合わせて、後述する表 6.8 に示す作用の組合せに応じて作用させた。

表 6.6 解析ステップ

段階	解析ステップ	考慮する部材	作用
建設	Step1	主桁	死荷重, プレストレス (内ケーブル)
	Step2	Step1 の部材, 横桁, 床板, 非構造部材	追加部材の死荷重
外ケーブル設置	Step3	Step2 の部材, 外ケーブル, 偏向部	プレストレス (外ケーブル)
劣化	Step4	Step3 の部材	内ケーブルの破断
供用	Step5	Step4 の部材	荷重組合せに基づく各列車荷重

6.4.2 PC 桁の性能照査方法

(1) 照査指標

今回設定した内ケーブルの各破断状態が生じたときの PC 桁の性能の評価を、鉄道 RC 標準³⁾に基づいて照査する。本研究において照査する安全性や使用性の照査指標を表 6.7 に示す。一般的に桁の曲げ破壊の照査は、作用断面力と曲げ耐力との比較を行うが、解析によってコンクリートのひずみなどの応答値を直接算出することができるため、曲げ破壊の照査指標は、解析結果から得られるコンクリートの圧縮ひずみと外ケーブルの引張応力度とした¹⁾。なお、限界値は、鉄道 RC 標準に基づき、コンクリートの圧縮ひずみについては終局ひずみ $\varepsilon'_{cu}=3500\mu$ 、外ケーブルの引張応力度については外ケーブルの引張強度 $f_{pud}\times 0.84$ を設定した。また、走行安全性、使用性（乗り心地）の応答値は支間中央たわみとし、限界値は鉄道 RC 標準¹²⁾に基づいて、走行安全性については $L_b/1500$ (L_b : 支間長)、使用性（乗り心地）については $L_b/2000$ とした。

表 6.7 照査指標

要求性能	性能項目	応答値 I_{rd}	限界値 I_{ld}
安全性	破壊（曲げ）	コンクリートの圧縮ひずみ ε_d	コンクリートの終局圧縮ひずみ ε'_{cu}
		外ケーブルの引張応力度 f_{dl}	外ケーブルの引張強度 $f_{pud}\times 0.84$
	走行安全性	変位・変形量 δ_d	変位・変形量 $\delta_{ls}(=L_b/1500)$
使用性	乗り心地	変位・変形量 δ_d	変位・変形量 $\delta_{lc}(=L_b/2000)$

※ L_b : 支間長

(2) 作用の組合せ

作用の組合せを表 6.8 に示す。非線形解析を用いて構造物の照査を行う方法として、設計で示される各安全係数を式 (6.2) により作用係数に集約して、照査する手法が提案されており¹⁾。この考え方に基づいて作用の組合せを設定することとした。

$$\gamma_f = \gamma_{f0} \cdot \gamma_{a0} \cdot \gamma_{b0} \cdot \gamma_{i0} \quad \dots\dots\dots (6.2)$$

ここに、 γ_f : 本研究における作用係数、 γ_{f0} : 作用係数(=1.1)、 γ_{a0} : 構造物解析係数(=1.0)、
 γ_{b0} : 部材係数(=1.1)、 γ_{i0} : 構造物係数(=1.2)

作用係数 γ_f は曲げに対して 1.452 となり、本解析では 1.5 を考慮することとした。なお、列車荷重は、安全性の照査では H-12 荷重（軸重：120kN）の複線載荷、使用性の照査では H-12 荷重の単線載荷、実挙動の評価では平均乗車率から推定した実列車荷重（軸重：106kN）を用い、曲げモーメントが最大となる車軸位置に、集中荷重を作用させた。

表 6.8 作用の組合せ

性能	性能項目	設計作用の組合せ	
安全性	破壊（曲げ）	$1.5(D_1+D_2)+P_s+1.5(L_1+I)$	破壊荷重作用時
	走行安全性	L_1+I	列車荷重作用時
使用性	乗り心地	L_2+I	列車荷重作用時
実挙動の評価		L_a+I	実列車荷重作用時

※ D_1 : 固定死荷重, D_2 : 付加死荷重, P_s : プレストレス力, L_1 : H-12 列車荷重（上下線複線）, L_2 : H-12 列車荷重（単線）, L_a : 実列車荷重（単線）, I : 衝撃荷重

6.4.3 実橋 PC 桁の載荷試験と解析モデルに関する検討

(1) 載荷試験概要

非構造部材を考慮した格子解析の検討を行うにあたって、解析結果を評価するためのベンチマークを得るため、対象橋梁での載荷試験を行った。載荷試験は、図 6.22 に示すように試験施工桁の上り線に、自重 227.4kN の保守用車両を載線して行った。保守用車の外観および諸元を写真 6.2、表 6.9 に示す。載荷パターンは、 $L/4$ 点、 $L/2$ 点、 $3L/4$ 点（ L : 支間長）に保守用車を静的載荷する 3 ケースとし、各 3 回ずつの試験を行った。

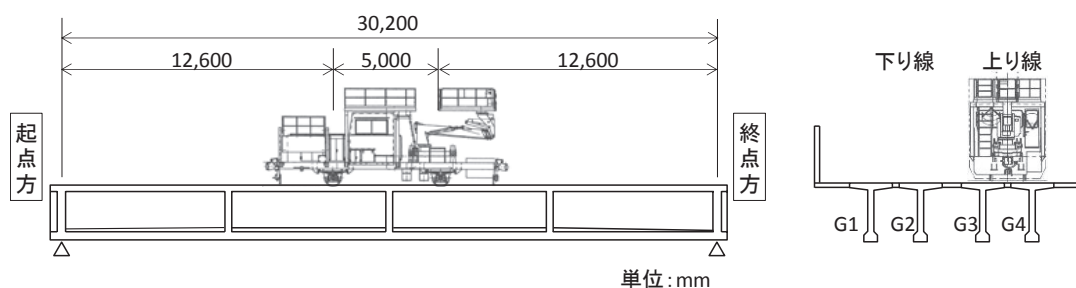
計測は、図 6.23 に示す位置に変位計を設置して行った。なお、支間の変位は、ピアノ線を垂下してリング式変位計により計測し、桁端部の変位は棒状変位計を用いた。なお、G1～G3 における支間中央の変位計は、桁下に設置されている電気設備に支障することから、支間中央から約 1m 程度ずらした位置で計測を行った。



写真 6.2 保守用車の外観

表 6.9 保守用車の諸元

全長 (L)		11,050mm
軸距 (N)		5,000mm
自重 (W)		227.4kNt
軸重	前輪	114.7kN
	後輪	112.7kN

図 6.22 載荷要領図（静的載荷 ($L/2$ 点) の例）

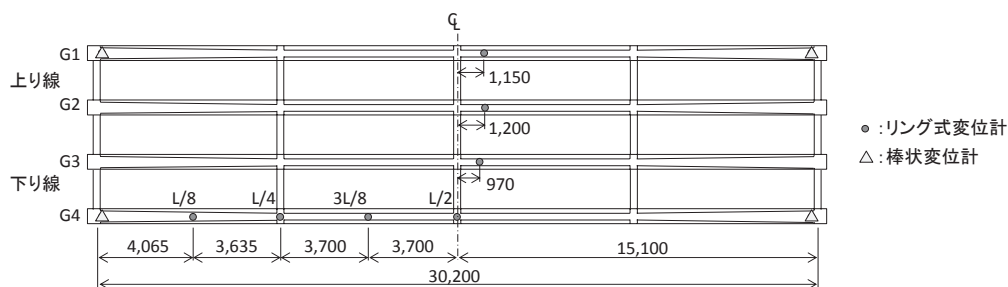


図 6.23 計測機器の設置位置

(2) 解析概要

解析では、図 6.18 に示した床板と非構造部材を考慮する解析モデル（モデル 2）に加えて、一般に設計に用いられるモデルとして、床板や高欄、地覆などの非構造部材を考慮しない解析モデル（モデル 1）も考慮することとした。解析ステップは、表 6.6 と同様としたが、Step5 において保守用車荷重を集中荷重で作用させた。なお、保守用車の荷重は前輪と後輪で概ね差異がないことから、自重を 2 等分した荷重を集中荷重として作用させた。

(3) 解析モデルの検討結果

保守用車を $L/2$ 点に載荷したケースを対象として、解析の精度を検証する。各主桁の支間中央たわみについて、計測値と解析値の比較を図 6.24 と表 6.10 に示す。計測値には 3 回繰り返して静的載荷した平均値を示している。モデル 1 の解析値は、計測値に比べてたわみが大きくなる傾向がみられ、G1 桁では 67% 程度大きく推定する結果となった。これは、モデル 1 の解析の曲げ剛性は、非構造部材を考慮していないため橋梁の実曲げ剛性に比べて小さかったためと考えられる。一方、モデル 2 の解析は、各主桁のたわみの計測値を比較的精度よく表現しており、G4 桁で約 7% の誤差に収まった。このことから、非構造部材を考慮した格子解析により、列車荷重作用時の PC 桁の挙動を比較的精度よく表現できることが認められ、以降の検討において、非構造部材を考慮したモデル 2 の解析モデルを用いることとした。

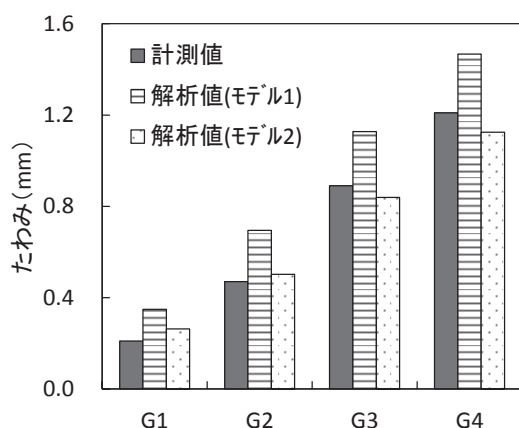


図 6.24 計測値と解析値の比較（たわみ）

表 6.10 計測値と解析値の比較

	たわみ(mm)			
	G1	G2	G3	G4
計測値	0.21	0.47	0.89	1.21
解析値 モデル 1	0.35 (1.67)	0.69 (1.47)	1.13 (1.27)	1.47 (1.21)
解析値 モデル 2	0.26 (1.24)	0.50 (1.06)	0.84 (0.94)	1.12 (0.93)

※ () 内の数値は解析値／計測値

6.4.4 内ケーブルの破断進行に伴う PC 桁の実挙動の評価

実列車荷重によるたわみと外ケーブル張力増分の内ケーブル破断に伴う推移を図 6.25 に示す。また、曲げひび割れが発生した主桁には、図中に印を付した。はじめに、全主桁で均一に破断が進行するパターンⅠの結果について述べる。内ケーブル破断が生じ始めた初期の段階では、たわみや外ケーブル張力に変化が見られないが、曲げひび割れが発生し、主桁の曲げ剛性が低下すると、全主桁のたわみや外ケーブル張力が増加することが確認できる。なお、内ケーブル破断に伴うたわみや外ケーブル張力増分は、全主桁で概ね同程度の増加量を示した。内ケーブルの破断位置を変化させた CaseⅠ-L/2-1～CaseⅠ-L/4-1 を比較すると、支間中央で破断させた場合のたわみや外ケーブル張力増分の増加量が最も大きく、破断が桁端側で生じるほどたわみの増加量および外ケーブル張力の増加量が小さくなる結果となった。また、グラウト充填不足長さが異なる CaseⅠ-L/2-1 と CaseⅠ-L/2-3 を比較すると、グラウト充填不足長さが長いほど、たわみおよび外ケーブル張力増分の増加量が大きくなることが認められた。

次に、特定の主桁で破断が進行するパターンⅡの結果を述べる。外桁である G4 桁のみで内ケーブルの破断が生じる CaseⅡ G4-L/2-1 では、内ケーブルが 4 本破断した段階で曲げひび割れがしたが、たわみや外ケーブル張力の変化はパターンⅠに比べて小さい。さらに、内ケーブルの破断本数が増加すると、G4 桁のたわみが増加するとともに、G3 桁のたわみも増加することが認められる。これは、G4 桁で曲げひび割れが発生し、G4 桁の曲げ剛性が低下した結果、列車荷重による断面力の各主桁の分配割合が変化して、隣接桁の断面力が増加したためと考えられる。一方、内桁である G3 桁の破断が進行する CaseⅡ G3-L/2-1 では、内ケーブルの破断本数が 5 本の段階で曲げひび割れは発生するが、破断が進行した 6 本の段階においても、G3 桁のたわみや外ケーブル張力の変化は、CaseⅡ G4-L/2-1 に比べて小さい。その一方で、G3 桁の内ケーブル破断本数が増加するにつれて、隣接桁である G4、G2 桁の 2 主桁でたわみや外ケーブル張力が増加することが確認されている。このことから、G3 桁で曲げひび割れが発生して曲げ剛性が低下した場合に、G3 桁のたわみや外ケーブル張力増分の増加が小さいのは、G4 桁で破断が進行する場合に比べて、構造上、隣接桁へ分配される荷重が大きいためと考えられる。

次に、全主桁で内ケーブル 3 本が破断した後、G4 または G3 桁の破断が進行するパターンⅢの結果を述べる。G4 桁で破断が進行する CaseⅢ G4-L/2-1、G3 桁で破断が進行する CaseⅢ G3-L/2-1 は、特定の主桁のみで破断が進行するパターンⅡの場合に比べて、たわみおよび外ケーブル張力増分は大きくなることが認められた。

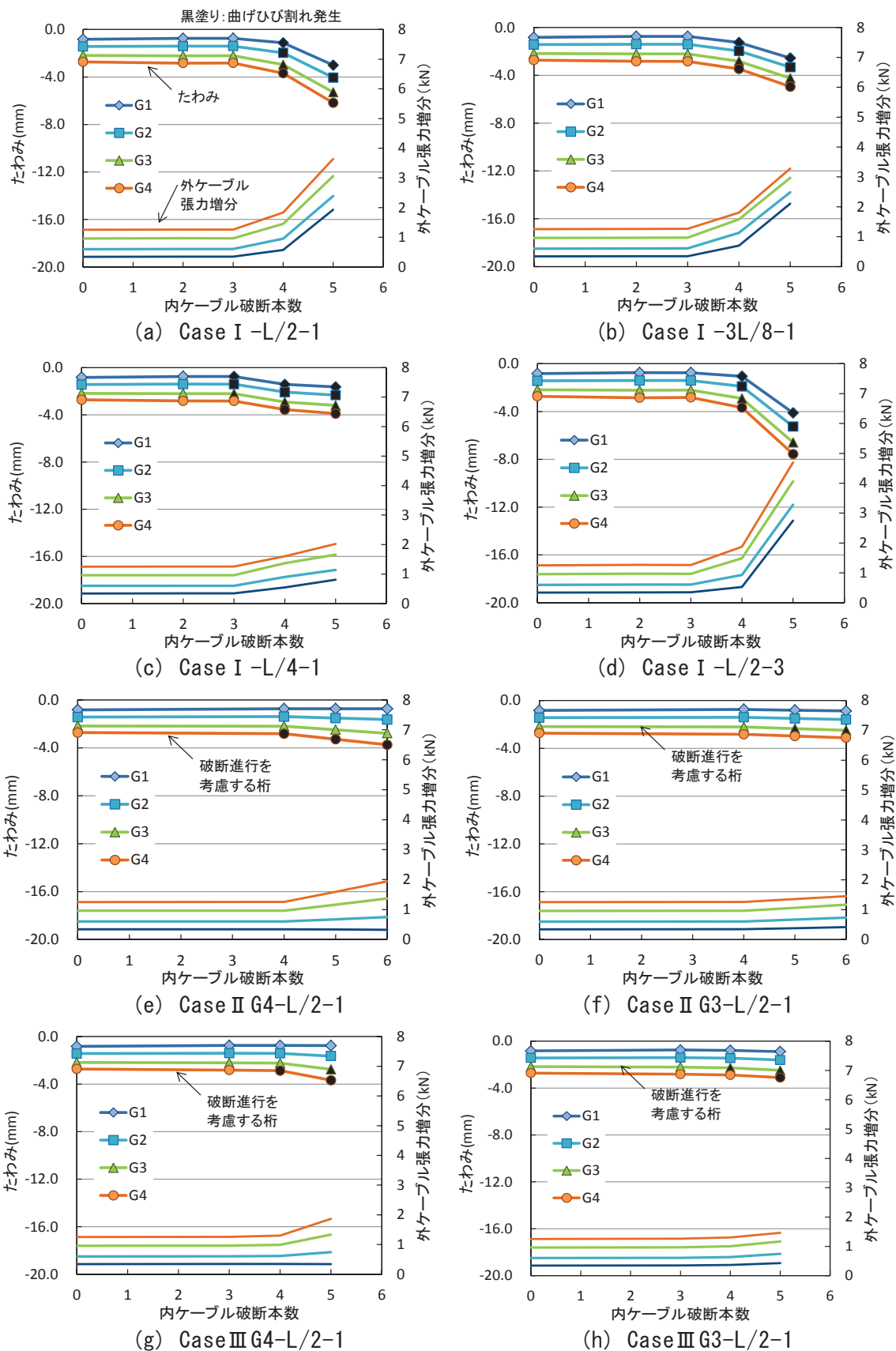


図 6.25 実列車荷重によるたわみと外ケーブル張力の推移

6.4.5 内ケーブルの破断進行に伴う PC 桁の性能照査

(1) 使用性の照査結果

使用性に関する解析結果を図 6.26 に示す．応答値は上り線載荷時には，G4 桁のたわみが最大値を示したことから G4 桁のたわみの結果を示している．使用性（乗り心地）の照査の結果，たわみの解析値は，すべてのケースで限界値以内であることが認められ，今回想定した内ケーブルの破断状態において，使用性（乗り心地）を満足する結果となった．

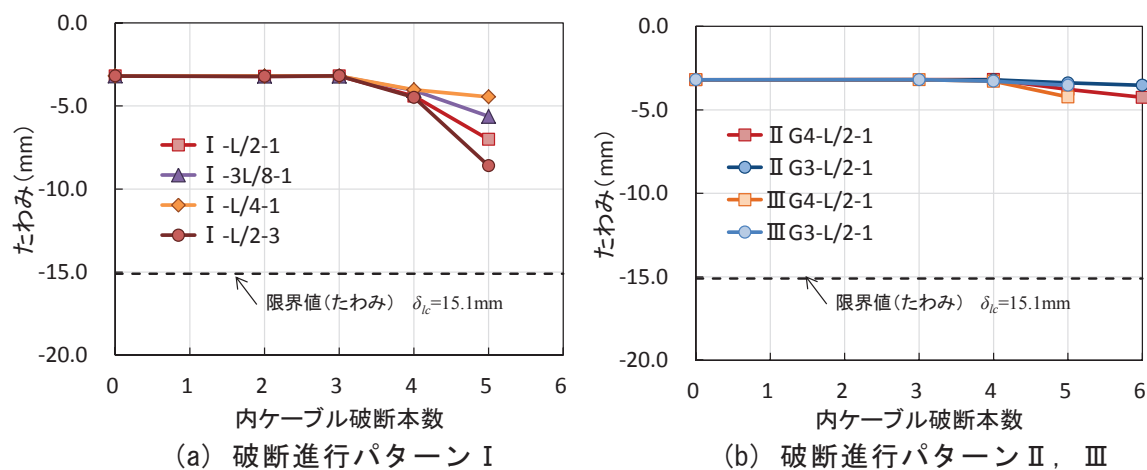


図 6.26 使用性（乗り心地）の照査結果

(2) 安全性の照査結果

曲げ破壊に関する照査結果を図 6.27，図 6.28 に示す．なお，安全性の照査の際には，列車荷重を複線に載荷させており，各主桁に生じる応答値に大きな差異が生じなかったため，最大値の結果について示した．曲げ破壊の照査の結果，内ケーブルの破断パターン I のすべてのケースにおいて，内ケーブルの破断本数が 5 本となった段階で，コンクリートの圧縮ひずみが限界値 $3,500\mu$ を超過し，安全性を満足しないことが認められた．なお，外ケーブルの応力についても，内ケーブルの破断本数が 5 本となった段階で，応力が急増するものの，初期導入張力が小さいことから限界値 1582N/mm^2 を超過しない結果であった．また，破断パターン II，III については，すべてのケースにおいて曲げ破壊の照査を満足することが認められた．

なお，破断パターン I の解析結果から，内ケーブルの破断が進行すると，曲げ圧縮部のコンクリートの圧壊が外ケーブルの降伏に先行して生じることが認められた．これは，本 PC 桁ではオーバーストレスに配慮して，外ケーブルには，主桁の変形に追従して張力変化が生じる程度の小さい緊張力 ($0.1Pu$) しか導入していないためと考えられ，外ケーブルが有効に機能する前に，コンクリートの圧縮破壊が生じたものと考えられる．したがって，外ケーブルには，内ケーブルの破断時における PC 桁の安全性を担保する機能が期待されているものの，緊張力が小さいとその効果は限定的で，適切に PC 桁を維持管理する

ためには、耐荷性能の低下を検知したあと、外ケーブルを再緊張して安全性の回復を図ることが重要になることが示唆された。

次に、走行安全性に関する照査結果を図 6.29 に示す。走行安全性については、今回想定したすべての内ケーブルの破断ケースで照査を満足することが認められた。

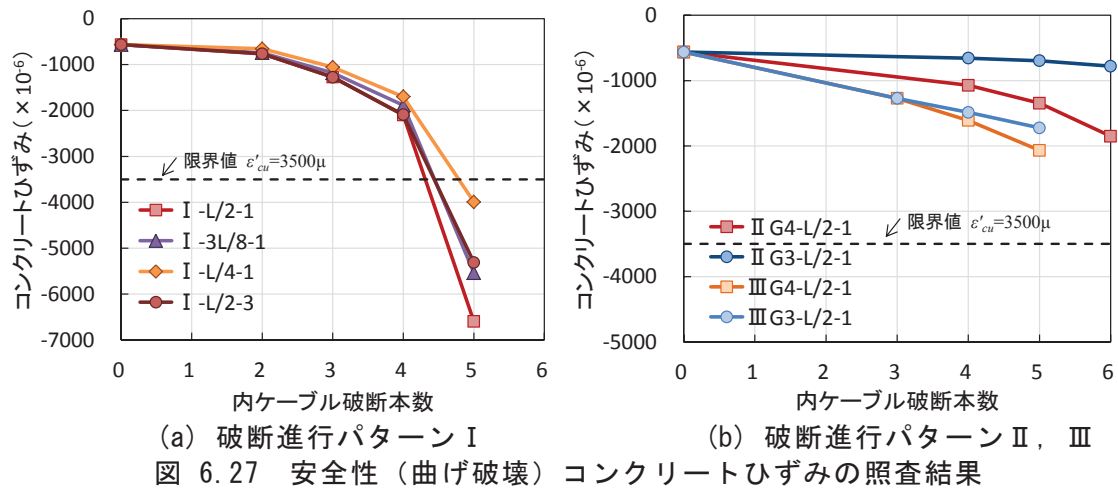


図 6.27 安全性（曲げ破壊）コンクリートひずみの照査結果

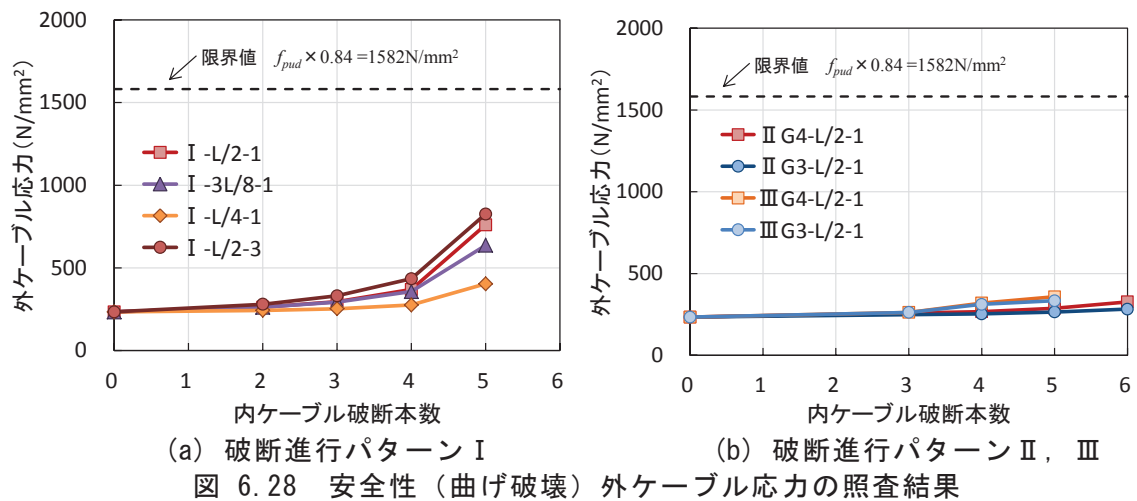


図 6.28 安全性（曲げ破壊）外ケーブル応力の照査結果

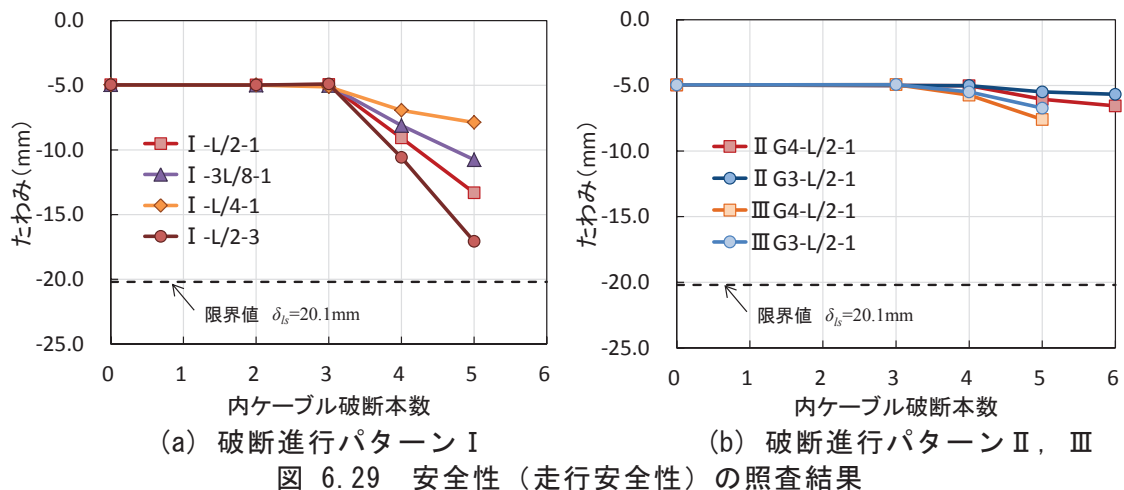


図 6.29 安全性（走行安全性）の照査結果

6.5 モニタリングによる PC 桁耐荷性能の低下の検知性能に関する検証

6.5.1 内ケーブルの破断進行に伴う外ケーブル張力増分の計測値の推定方法

モニタリングの検知性能を検証するにあたって、内ケーブル破断に伴う外ケーブル張力増分 ΔT_M の推移を推定する必要がある。6.4.4 で検討した外ケーブル張力増分の解析値が計測値と一致していれば、解析値をそのまま採用することが可能となるが、G4 桁を例にとると、解析値は 1.2kN 程度、計測値は 0.4kN 程度と差異が生じている。この差異の原因としては、実橋と解析モデルにおいて外ケーブルの偏向部での摩擦状況の違いや列車の速度や衝撃の差異などが考えられるが、これらを詳細に検討して解析モデルを修正することは、現実的に困難と考えられる。そこで、外ケーブル張力の推移を評価するにあたって、内ケーブルの破断がない Case0 の解析値と計測値の比を、解析値に乘じることによって、簡易的に計測値の推移を評価することとした。

6.5.2 検知性能の検証方法

6.2.2 で示したように、モニタリングの評価は、計測値と耐荷性能の低下を示す管理値を比較することによって行うが、検知性能を検証するためには、モニタリングの検証方法や管理値などの値を定義する必要がある。ここで、本検討におけるモニタリングの検知性能の検証方法およびその前提条件を図 6.30、表 6.11 に示す。管理値の設定については、健全時の計測値のばらつきにより誤報が生じる確率に配慮して、管理値 ΔT_{Al} を $\mu + 4.5\sigma$ (ばらつきによる超過確率 $3.4 \times 10^{-4}\%$) と設定することとした。これは、約 29 万 4000 回のうち 1 回誤報が生じる確率であり、本橋梁で 4 つのセンサーを用いて 1 日に 1 回の判定を行う場合、200 年に 1 回の誤報を許容することを意味する。また、内ケーブルの破断が進行して外ケーブル張力増分が増加すると、計測値が管理値を超過する確率が増加することとなるため、検知性能の検証にあたっては検知可能と判断する確率を定義する必要がある。実際にモニタリングを運用する場合には、1 回でも耐荷性能の低下が検知されれば、速やかに調査等の対応を講じることを考えており、これを踏まえて、検知可能と判断する確率は 33% と定義することとした。これは、1 日 1 回の判定を行う場合、3 日に 1 回は耐荷性能の低下を検知できることとなり、必要十分な確率と判断した。なお、内ケーブルの破断に伴って、計測値のばらつきが増加することも想定されるが、本検討においては、ばらつきが健全状態におけるばらつきと同じとし、安全側に仮定することとした。そして、正規分布のばらつきを仮定した場合、33% の超過確率となる値は $\mu + 0.44\sigma$ に相当するため、検知性の検証方法としては、外ケーブル張力増分の $\mu + 0.44\sigma$ の推移が管理値を超過した段階をモニタリングによる検知が可能と評価することとした。

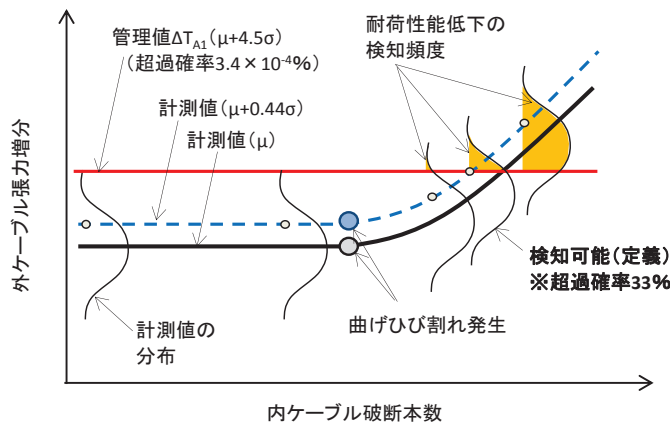


図 6.30 モニタリングの検知性能の検証方法

表 6.11 検知性能の検証における前提条件

管理値の設定方法	計測値の $\mu + 4.5\sigma$ (ばらつきにより管理値を超過する確率 3.4×10^{-6})
検知可能と判断する確率	33%

6.5.3 計測値のばらつきがモニタリングの検知性能に与える影響

表 6.3 で示したように、モニタリングにおいて計測値 ΔT_M の取り扱い方によって、計測値のばらつき状態は異なる。本項では計測値のばらつきが、モニタリングの検知性能に与える影響を検証した。図 6.31 に計測値に ΔT_{Msin} と ΔT_{Mave} をそれぞれ用いた場合の、センサー4での検知性能の検証結果を示す。なお、外ケーブル張力は、 $\mu + 0.44\sigma$ の推移を示しており、内ケーブルの破断進行パターン I の結果について示している。計測値に ΔT_{Msin} を用いた場合、内ケーブル破断が 4 本となった段階で Case I-L/2-1, I-3L/8-1, I-L/2-3 では耐荷性能の低下を検知できるが、L/4 点で破断が進行した Case I-L/4-1 の場合には、検知が困難となる結果となった。一方、計測値に ΔT_{Mave} を用いた場合、内ケーブルが 4 本破断した時点で Case I-L/4-1 を含めて、すべての破断パターンで検知が可能と判断される結果となった。このことから、計測値のばらつきを低減することで、モニタリングの検知性能を向上できることが認められ、本研究では、モニタリングの計測値 ΔT_M には 1 日 6 列車の平均値 ΔT_{Mave} を用いることとした。

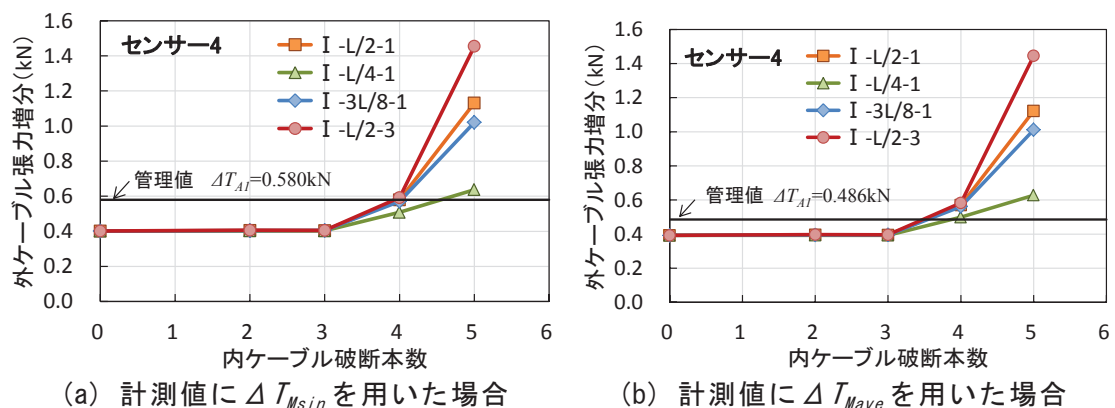
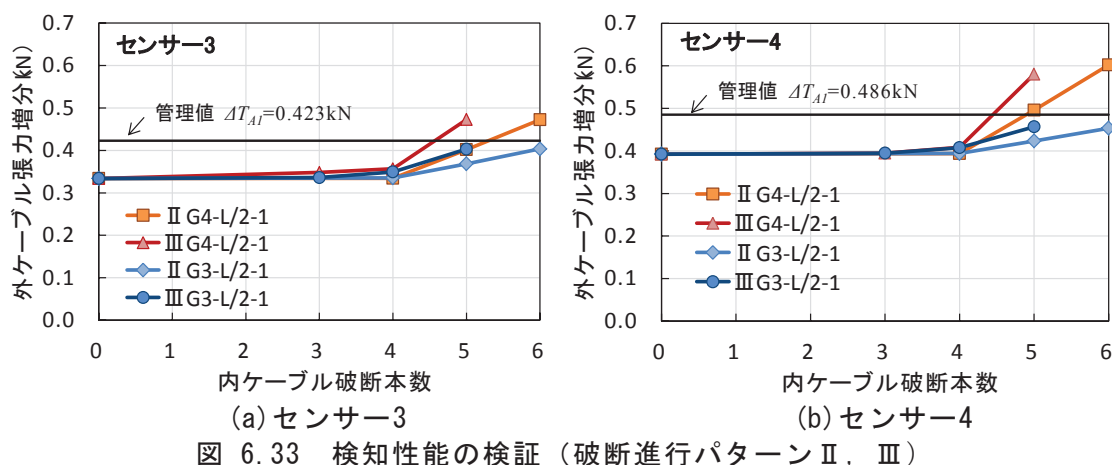
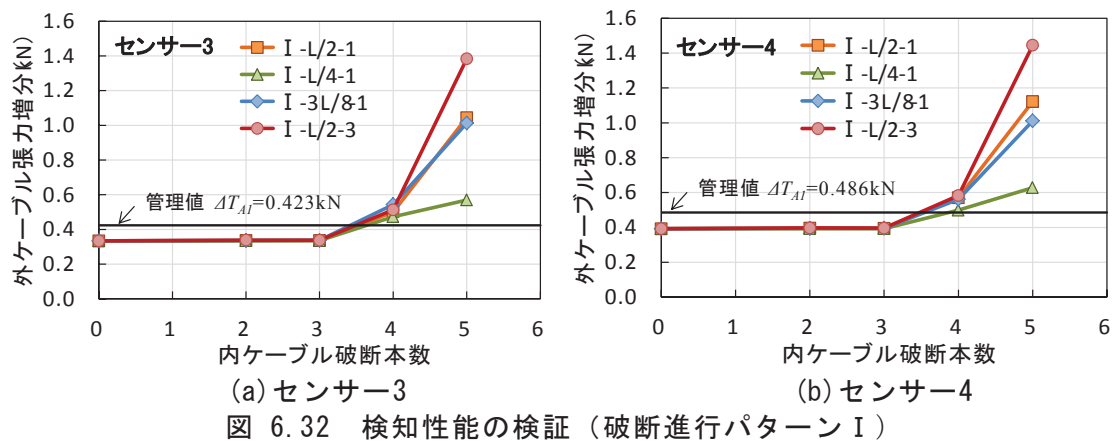


図 6.31 計測値のばらつきがモニタリングの検知性能に与える影響 (センサー4)

6.5.4 モニタリングによる検知性能の検証

全主桁で内ケーブル破断が進行するパターンⅠの検知性能の検証結果を、計測センサーごとに図 6.32 に示す。なお、外ケーブル張力増分の値は、 $\mu + 0.44\sigma$ の推移を示している。全主桁で内ケーブルの破断が進行する場合には、センサー3、センサー4 とともに、内ケーブルの破断に伴って外ケーブル張力増分が増加し、内ケーブル破断本数が 3 本から 4 本に増加する段階において、耐荷性能の低下を検知できる結果となった。なお、内ケーブルの破断位置を変化させた場合には、破断位置が桁端側になるほど、内ケーブル破断に伴う外ケーブル張力増分の変化が小さくなる傾向が認められたが、破断位置を L/4 点とした caseⅠ-L/4-1 においても、G3 桁に設置したセンサー3 で比較的早期に耐荷性能の低下を検知できると評価された。

次に、特定の主桁で破断が進行する破断パターンⅡ、Ⅲの結果を図 6.33 に示す。外桁である G4 桁の内ケーブルの破断が進行する場合（CaseⅡ G4-L/4-1, CaseⅢ G4-L/4-1）、G3 桁に設置したセンサー3 に比べて、G4 桁に設置したセンサー4 で早期に検知することが可能であり、CaseⅡ G4-L/2-1, CaseⅢ G4-L/2-1 の両ケースとともに、内ケーブル破断本数が 4 本から 5 本に増加する段階において、耐荷性能の低下を検知できると評価された。一方、内桁である G3 桁で内ケーブルの破断が進行する場合（CaseⅡ G3-L/2-1, CaseⅢ G3-L/2-1）、G3 桁に設置したセンサー3 で検知しやすい傾向が見られたものの、計測値の $\mu + 0.44\sigma$ が



管理値を超過せず，今回の検証方法に基づく検知が困難であると評価された．なお，Case II G3-L/2-1 で内ケーブルが 6 本破断した時，および Case III G3-L/2-1 で 5 本破断した時の，計測値が管理値を超過する確率は，計算の結果，それぞれ 9.2%，8.8%であった．これは，1 日 1 回モニタリングの評価を行う場合には，約 10 日に 1 回，計測値が管理値を超過する状態であり，今回の検証で目標とした検知可能な確率には達しないものの，実際にモニタリングを運用する場合においては，耐荷性能低下の検知を十分期待できると考えられる．

ここで，内ケーブルの破断進行による PC 桁の曲げひび割れの発生時点や要求性能を満足しなくなる時点と，モニタリングによる検知時点の関係を図 6.34 に示す．モニタリングの検知性能として，列車荷重時のみに曲げひび割れが生じる段階では，検知が困難であるが，死荷重状態で曲げひび割れが生じた状態において，概ね検知可能となることが認められる．また，Case I -L/2-1，I -3L/8-1，I -L/4-1，I -L/2-3 において，内ケーブルの破断本数が 4 本から 5 本となる段階において安全性を満足しなくなったが，その前段階で，モニタリングにより検知できることが認められた．なお，内桁である G3 桁において破断が進行する Case II G3-L/2-1，III G3-L/2-1 においては，モニタリングによる検知がしにくいものの，安全性，使用性を満足していることが確認できる．以上より，モニタリングによる検知性能としては，内桁で内ケーブルの破断が進行する場合には検知しにくいものの，PC 桁の要求性能を満足しなくなる前段階で，耐荷性能の低下を検知することが可能であり，モニタリングの有効性が認められた．

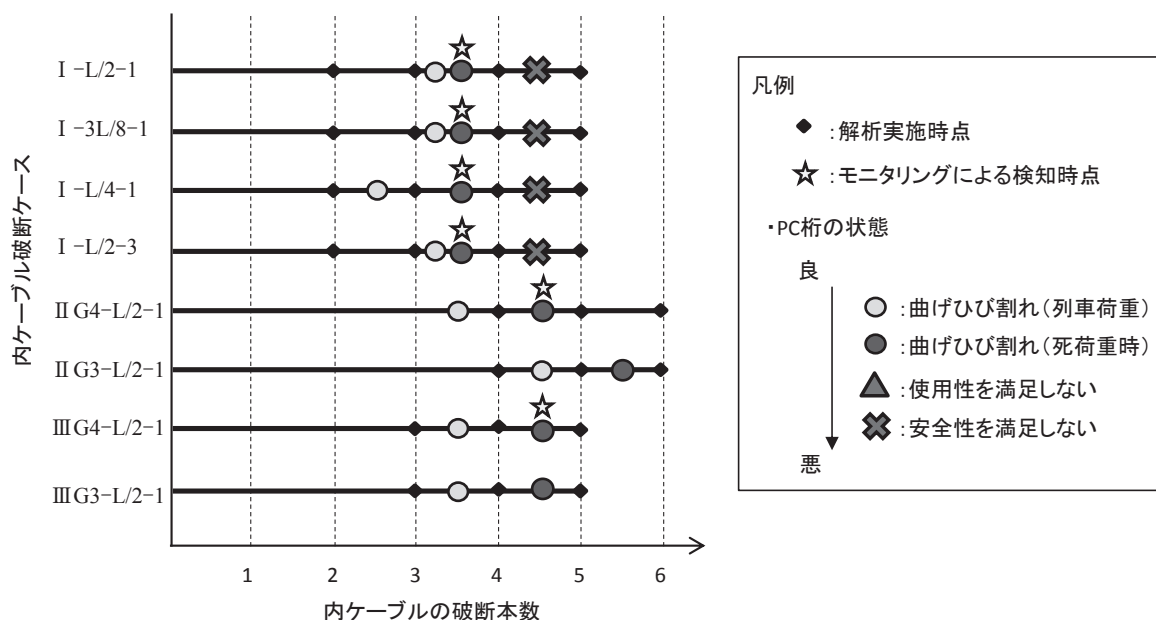


図 6.34 PC 桁の状態とモニタリング検知段階の関係

6.6 外ケーブル再緊張の効果の検証

外ケーブル張力モニタリング方式による PC 桁の維持管理では、内ケーブルの破断が進行し、耐荷性能の低下を検知した後、外ケーブルを再緊張して PC 桁の安全性や使用性を回復することとしている。本項では、外ケーブルの再緊張が安全性や使用性、実挙動に与える効果を解析的に検証する。

外ケーブル再緊張の効果の検証にあたって、内ケーブルの破断ケースには Case I -L/2-1 を対象とした。6.5 の検討の結果、内ケーブル破断本数が 4 本となった段階で耐荷性能の低下を検知可能となることが認められたことから、解析では、内ケーブル破断が 4 本生じた後に外ケーブルを再緊張することとし、さらに内ケーブルの破断が 5 本に進行した場合の評価を行った。また、外ケーブル再緊張時の緊張力は、内ケーブルの破断状態に応じて決定することとなるが、本検討では $0.2Pu$ 、 $0.4Pu$ 、 $0.6Pu$ の 3 ケースを設定し、再緊張力の影響を確認することとした。

解析の結果、安全性（曲げ破壊）の照査結果を図 6.35 に、走行安全性の照査結果を図 6.36 に、使用性（乗り心地）の照査結果を図 6.37 に、実挙動の推移を図 6.38 に示す。安全性の照査結果において、内ケーブルが 4 本破断した段階で、コンクリート圧縮ひずみは増加している状態であったが、外ケーブルを再緊張することによって、外ケーブルの再緊張力に応じて圧縮ひずみが低減していることが確認できる。そして、内ケーブルの破断が 5 本に増加すると、外ケーブルの再緊張力を $0.2Pu$ とした場合では限界値を上回り、要求性能を満たさないが、 $0.4Pu$ 、 $0.6Pu$ の場合には安全性を満足することが確認できる。一方、外ケーブル応力については、外ケーブルの再緊張により増加するものの、すべてのケースで限界値を下回っていることが認められる。以上から、外ケーブルの再緊張は、コンクリートの圧縮ひずみを低減させる効果が認められ、その結果安全性を回復させる効果を有することが認められた。また、走行安全性、使用性についても外ケーブルを再緊張することにより、曲げひび割れの開口を抑制することから、おのものの性能を回復する効果であることが認められた。また、実挙動の推移では、内ケーブルの破断に伴ってモニタリングの管理指標となる外ケーブル張力増分は増加するものの、外ケーブルの再緊張により、健全時の値まで低下することが認められた。さらに内ケーブルの破断が進行した場合には、外ケーブルの再緊張力に応じて再度増加する挙動を示すことが認められた。

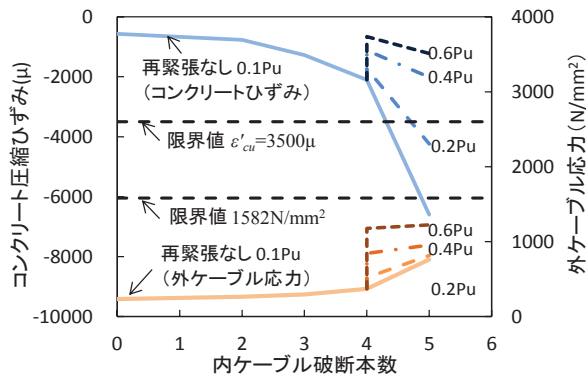


図 6.35 安全性（曲げ破壊）の照査結果

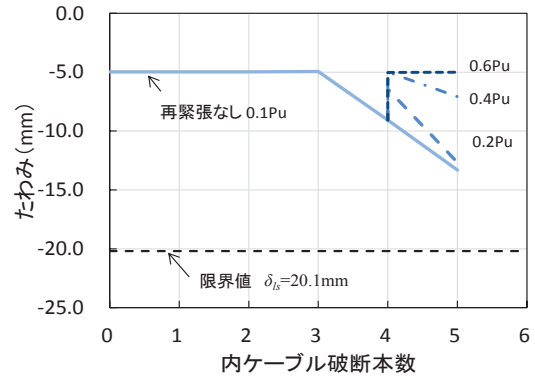


図 6.36 走行安全性の照査

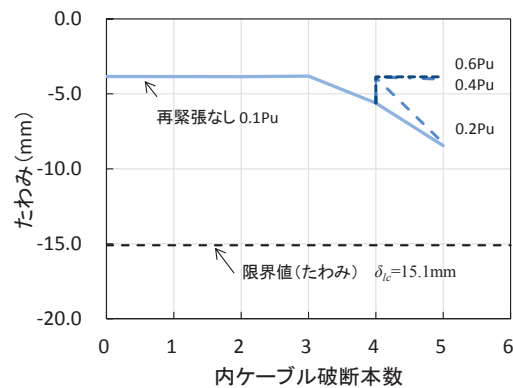


図 6.37 使用性（乗り心地）の照査

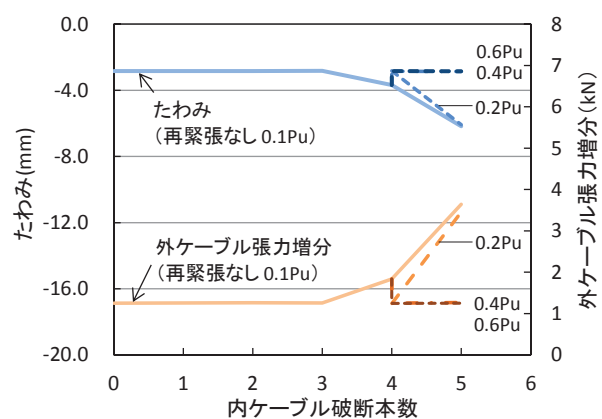


図 6.38 実挙動の推移

6.7 外ケーブル張力モニタリング方式の管理方法と運用方法の提案

6.7.1 PC 桁の供用停止を検討する管理値の設定

全主桁で内ケーブルの破断が進行するパターン I の解析において、内ケーブルの破断本数が 4 本から 5 本に増加する段階において、安全性を満足しないことが認められた。そこで、モニタリングによる管理方法を提案するにあたって、耐荷性能の低下を検知する管理値に加えて、PC 桁の供用停止を検討するための管理値 (ΔT_{A2}) を設定することとした。なお、安全性を満足しなくなる場合の外ケーブル張力増分は、内ケーブルの破断位置によって変化するが、本研究では、今回の内ケーブルの破断ケースで最も早期に安全性を満足しなくなる破断ケース case I -2/L-1 (図 6.27 を参照) を参考とし、安全性を満足しなくなる前の内ケーブル 4 本破断時の外ケーブル張力増分 ($\mu + 0.44\sigma$) を設定することとした。

6.7.2 外ケーブル張力モニタリング方式の管理方法の提案

本章でのこれまでの検討結果を踏まえて、モニタリングの管理方法について提案する。提案するモニタリングの管理方法の概要図、管理レベルと維持管理における対応方針を、図 6.39、表 6.12 に示す。まず、計測値については、計測値のばらつきに配慮して、1 日 6

列車の計測値を平均化した ΔT_{Mave} を用いることとする。モニタリングにおける管理値には、耐荷性能の低下を検知する第 1 限界 (ΔT_{A1}) と安全性を満足しない可能性を評価する第 2 限界値 (ΔT_{A2}) を設定し、管理レベルを 3 段階に区分することを提案する。また、第 1 限界管理値は、計測値のばらつきによる誤報の確率を十分小さくするため、 $\mu + 4.5\sigma$ の値と設定することとする。また、第 2 限界管理値は、内ケーブル破断時の解析的評価から、安全性を満足しなくなる前段階の外ケーブル張力増分にに基づき設定する。

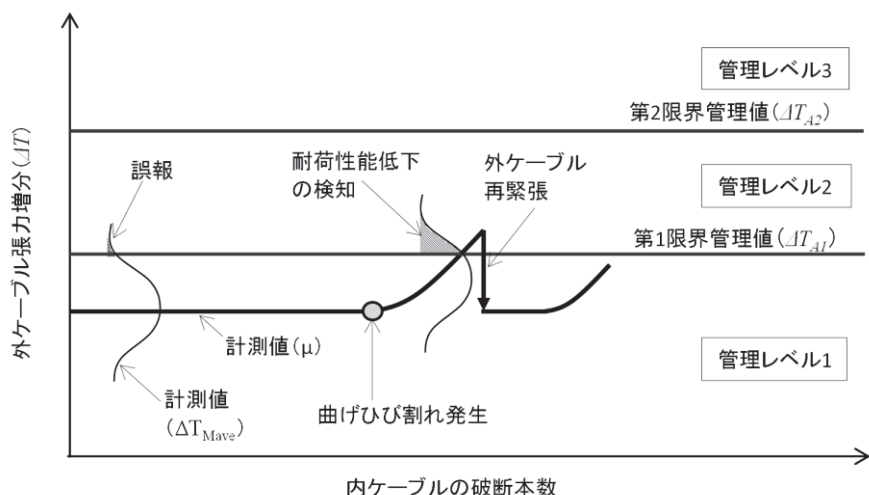


図 6.39 モニタリングの管理方法の概要図

表 6.12 管理レベルと維持管理における対応

管理レベル	外ケーブル張力増分	モニタリングから想定されるPC桁の状態	維持管理の対応方針
レベル 1	$\Delta T_{Mave} < \Delta T_{A1}$	曲げひび割れなし、または軽微な曲げひび割れが発生している	通常の維持管理
レベル 2	$\Delta T_{A1} < \Delta T_{Mave} < \Delta T_{A2}$	曲げひび割れが発生・進展している	直ちに詳細検査、外ケーブルの再緊張
レベル 3	$\Delta T_{A2} < \Delta T_{Mave}$	安全性を満足しない可能性がある	供用停止を検討

※ ΔT_{Mave} : 外ケーブル張力増分の計測値, ΔT_{A1} : 第 1 限界管理値 (曲げひび割れ発生進展の可能性がある), ΔT_{A2} : 第 2 限界管理値 (安全性を満足しない可能性がある)

計測値 ΔT_{Mave} が第 1 限界を超過していない管理レベル 1 は、PC 桁の状態は曲げひび割れが発生していない、または軽微な曲げひび割れが生じている段階と評価され、通常の維持管理で対応する段階である。なお、この段階においても、計測機器の異常や、低い確率であるが計測値のばらつきにより、計測値が管理値を超過する可能性も考えられる。したがって、計測値が管理値を超過した場合においては、曲げひび割れの発生など、構造物の状態を現地で確認することが重要と考えられる。

計測値 ΔT_{Mave} が第 1 限界管理値を超過する管理レベル 2 は、内ケーブルの破断が進行して、PC 桁に曲げひび割れが発生、進展しているが、構造物の要求性能は満足していると評

価される段階である。レベル 2 における構造物の状態は、外観上は曲げひび割れが生じているのみと考えられるが、内ケーブルは相当数破断しており、解析の結果を参考とすると、内ケーブル 6 本のうち、4 本以上が破断していると考えられる。また、この段階で破断していない内ケーブルがいつ破断するか不透明であり、急激に破断が進行する可能性も否定できない。したがって、管理レベル 2 の状態においては、PC 桁としての要求性能は満足しているものの、直ちに詳細調査および外ケーブルの再緊張により耐荷性能を回復する維持管理での対応が必要と考えられる。

計測値 ΔT_{Mave} が第 2 限界管理値 ΔT_{A2} を超過する管理レベル 3 は、PC 桁としての安全性を満足しない可能性がある段階である。モニタリングを適用して維持管理を実施する場合、管理レベル 2 となった段階で、早急に外ケーブルを再緊張して、PC 桁の耐荷性能を回復させることを基本とすることから、管理レベル 3 の状態は本来許容されるべき状態ではない。しかし、管理レベル 2 となった後、外ケーブルの再緊張に至るまでの間の状態監視等を目的に設定することとした。管理レベル 3 では、安全性を満足しない可能性がある状態を示すことから、維持管理での対応においては構造物の供用停止を検討する必要がある。なお、第 2 限界管理値は、PC 桁が安全性を満たさなくなる状態を安全側に評価するように配慮していることから、計測値が第 2 限界管理値を超過した場合においても、内ケーブルの破断状態によっては、安全性を満足する場合も考えられる。このことから、構造物の供用停止についての最終判断は、モニタリングによる計測状況や現地調査の結果を踏まえて、総合的に判断するのがよいと考えられる。

以上、提案した管理方法を適用した場合のモニタリングの適用状況を図 6.40 に示す。現状では PC 桁に耐荷性能の低下が生じていないと考えられることから、概ね計測値は管理値を下回る結果となっており、提案したモニタリングの管理方法が適切に実施できることが確認できる。なお、センサー 1 において、1 点の計測値が第 1 限界管理値を超過しているが、張力増分の推移は変化していないことから、これは計測値のばらつきに起因した誤報と考えられる。本検討で、誤報が生じる確率を十分小さくするように管理値を設定しているものの、実橋においては誤報が生じうることを示しており、モニタリングの運用では誤報を考慮することの必要性が認められた。また、センサー 2 において、計測初期の計測値が第 1 限界管理値を超過しているが、これは 6.3.4 で詳述したように、計測機器に起因したものと考えられ、今後の管理では問題とならないものと考えられる。

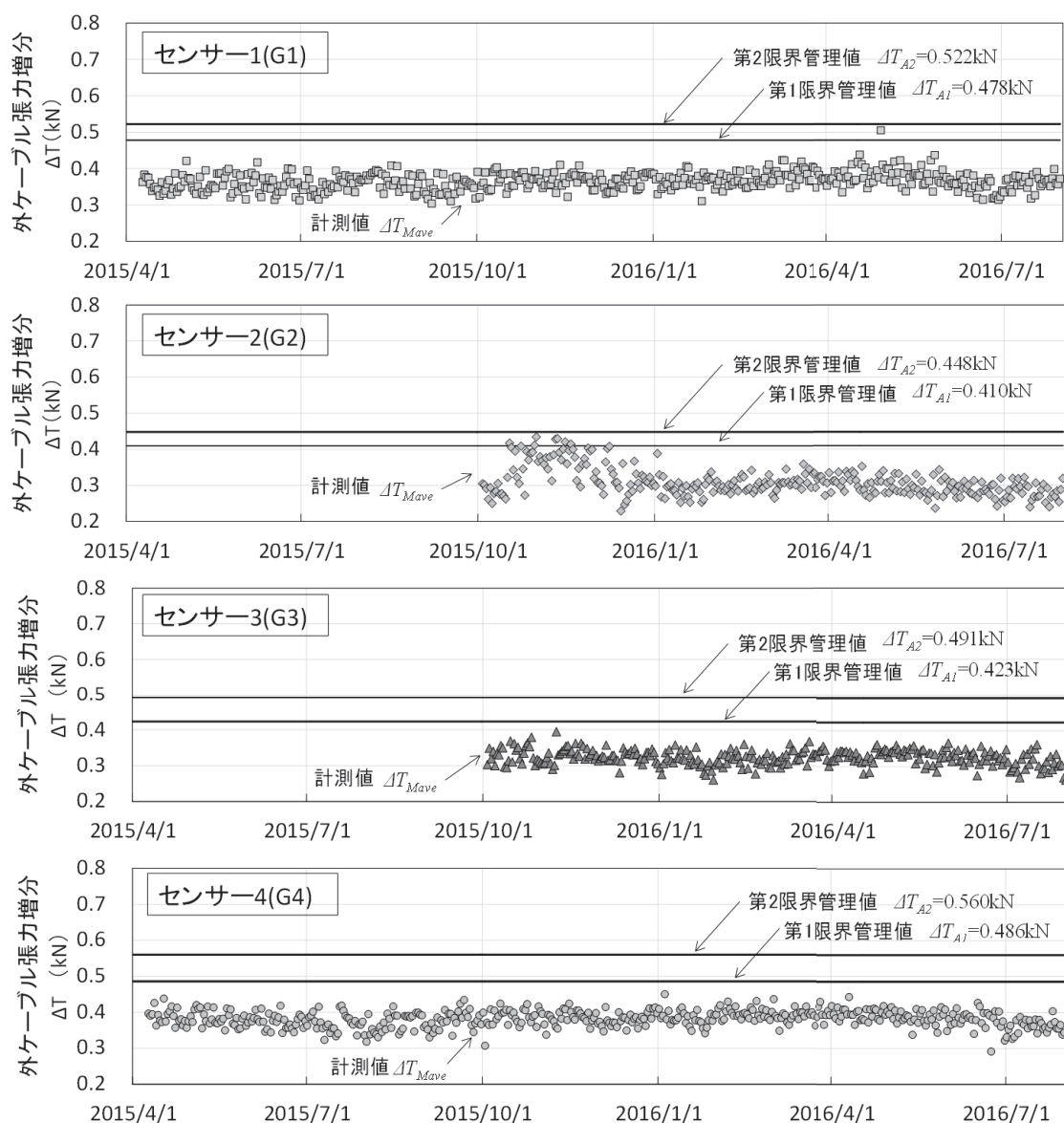


図 6.40 モニタリング適用のイメージ

6.7.3 外ケーブル張力モニタリング方式の運用方法の提案

提案するモニタリングの管理方法を実橋で運用するにあたって、外ケーブル張力モニタリング方式の位置づけや管理システムを整理し、モニタリングにより耐荷性能の低下を検知した場合の具体的な対応を含めた運用方法を提案する。

(1) 外ケーブル張力モニタリング方式の位置づけと通常の維持管理との関係

外ケーブル張力モニタリング方式は、PC 桁の耐荷性能が目視検査により把握しにくいことに配慮して、PC 桁の耐荷性能の低下の把握に特化して検討された維持管理方式である。したがって、モニタリングによって、主桁のひび割れや剥離・剥落、漏水や、その他の部位で生じる様々な変状を把握することはできないため、その他の鉄道 PC 桁と同様に、図 1.1 に示した維持管理を行う必要がある。

(2) モニタリングシステム

モニタリングにおいて耐荷性能の低下を検知できる状態は、内ケーブルの破断が生じて、既設主桁に曲げひび割れが発生したあとの状態であり、PC 桁の耐荷性能は大きく低下した段階となると考えられる。したがって、モニタリングにより耐荷性能の低下を検知した場合には、施設管理者にタイムリーに伝達でき、適切に維持管理の対応を講じることができるシステムが求められる。外ケーブル張力モニタリング方式を適用した PC 桁におけるモニタリングのシステムを図 6.41 に示す。本モニタリングのシステムでは、現地で計測されたデータは、直ちにデータサーバーに自動送信され、6.3.2 で述べた計測データの処理、計測値の算出、計測値と管理値との比較判定までを自動的に行うこととしており、常時 PC 桁を監視できるよう配慮している。なお、耐荷性能の低下を検知した場合には、データサーバーから構造物の管理区所および関係区所にメールで配信される仕組みを構築している。

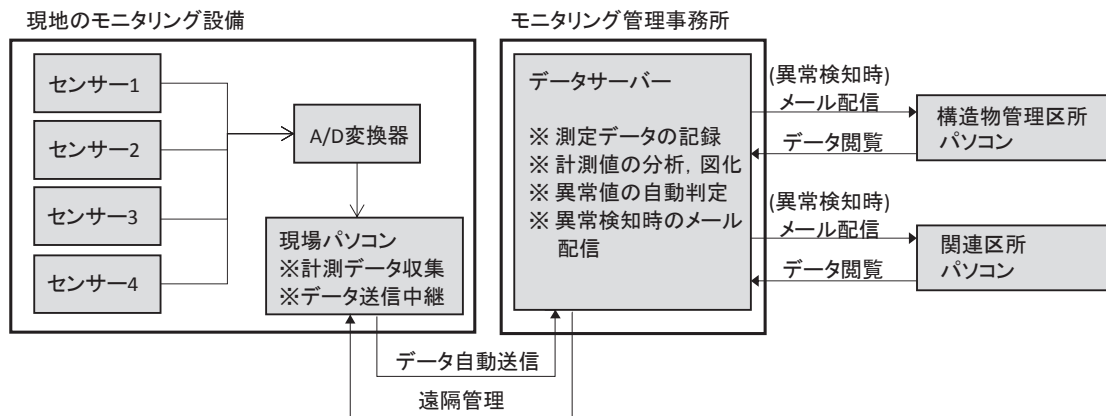


図 6.41 モニタリングシステム

(3) 運用方法

外ケーブル張力モニタリング方式を適用した場合の PC 桁の維持管理方法について、図 6.42 のように提案する。モニタリングによる計測と評価はシステムの中で自動的に行われ、計測値が管理値を超過した場合には、施設管理者等に耐荷性能の低下を検知したことを知らせるメールが配信される。なお、耐荷性能の低下を検知した場合には、計測機器の異常や計測値のばらつきによる可能性も考えられることから、早急に現地調査を行い、構造物の状態を把握する必要がある。特に、現地調査では、曲げひび割れの発生の有無に着目した確認が必要となる。なお、曲げひび割れは列車通過時のみに生じて、死荷重状態時には閉じている可能性も考えられ、目視での把握が難しいことも想定されるが、試験施工した PC 桁には、ひび割れが生じた場合に白色に変色するひび割れ検知シートを貼付しており、これらを活用することが有効と考えられる。また、荷重分配の役割を果たす横桁や床板等に重大な損傷が生じて、計測値が増大する可能性も考えられることから、これらの部位の状態についても確認が必要である。

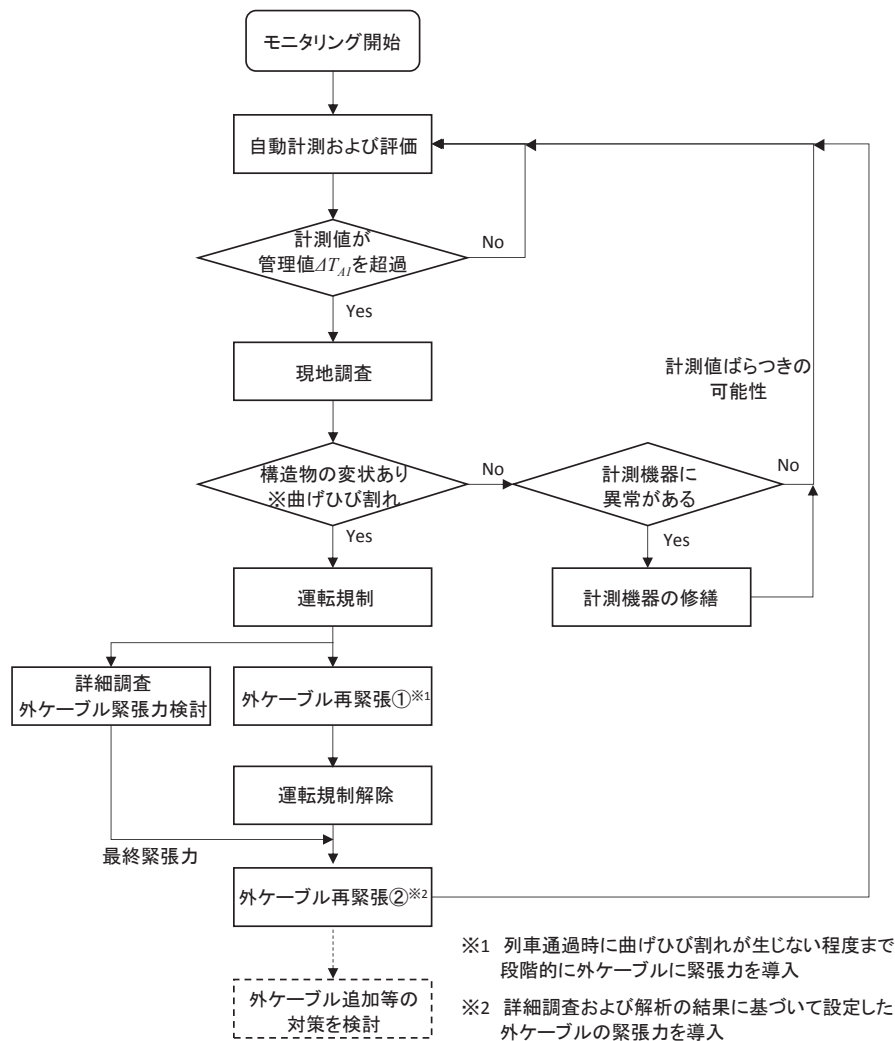


図 6.42 モニタリングの維持管理フロー

PC 桁に曲げひび割れが認められた場合には、PC 桁の耐荷性能は大きく低下していることから、早急な対応が必要となる。なお、PC 桁に曲げひび割れが発生しても、モニタリングの管理レベル 2 の状態では、PC 桁は安全性や使用性などの要求性能を満足していると考えられるものの、現状の状態では耐荷性能が大きく低下している状態であり、PC 鋼材の破断の進行速度を評価することが困難であることから、実際の運用においては安全側に配慮して、速度制限等の運転規制を行うことが望ましいと考えられる。運転規制を実施した後は、詳細調査に基づき内ケーブルの破断の有無、破断位置や本数を推定し、オーバーストレスに配慮して外ケーブルの追加プレストレス量を設定し、その後、外ケーブルを再緊張して PC 桁の耐荷性能を回復する（外ケーブル再緊張②）必要がある。なお、運転規制を実施した場合、外ケーブル緊張に至るまでの期間をできる限り短縮する配慮が必要である。このため、外ケーブルの導入張力が比較的小さい段階においては、オーバーストレスに至る可能性は極めて小さいことから、PC 桁のそりに伴う軌道の状態および曲げひび割れのひび割れ幅を確認しながら、列車通過時に曲げひび割れが閉合する程度まで段階的にプ

レストレスを導入して措置を講じる（外ケーブル再緊張①）のがよいと考えられる。また，外ケーブルの緊張が完了した後は，モニタリングを継続することとなるが，外ケーブルを追加緊張できる量が少なくなった場合には，外ケーブルを追加導入のほか，取替えを含めた対応について検討を行う必要がある。

一方，モニタリングにおいては，計測機器の故障や異常，計測値のばらつきが原因で，耐荷性能の低下と判断する場合も想定される。モニタリングにおいて，耐荷性能の低下を検知したものの，PC 桁に変状が認められなかった場合には，計測機器の検査および修繕等を行い，モニタリングを継続する対応が必要となる。

6.8 本章のまとめ

本章では，外ケーブル張力モニタリング方式が試験施工された PC 桁を対象として，計測値の分析，非構造部材を考慮した格子解析の検討，内ケーブル破断進行に伴う PC 桁の実挙動と性能の解析的評価を行った。また，これらの結果に基づいて，モニタリングによる耐荷性能の低下を検知する性能について検討し，モニタリングの有効性を検証した。さらに，本章での検討結果を踏まえて，モニタリングの管理方法について提案した。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 実橋における計測値の分析の結果，モニタリングの管理指標となる外ケーブル張力増分の計測値は，計測機器のノイズに起因するばらつきが生じることが認められたが，季節変動の影響を受けず，概ね一定の値で推移することが認められ，モニタリングに適した指標であることが認められた。
- 2) 高欄や地覆などの非構造部材を考慮したケースと考慮しないケースの格子解析を行い，PC 桁での載荷試験結果をベンチマークとして，解析の精度を検証した結果，非構造部材を考慮した格子解析を用いることで，PC 桁のたわみ，実剛性を精度良く評価できることが認められた。
- 3) 3 次元非線形格子解析により，内ケーブルの破断位置や破断本数をパラメータとする感度解析を行って，PC 桁の実挙動を評価した結果，内ケーブルの破断が桁端側であるほど，グラウト充填不足長さが短いほど，内ケーブル破断時のたわみおよび外ケーブル張力増分が小さくなることが認められた。また，内ケーブルの破断が生じる主桁が内桁の場合，外桁に比べて，荷重分配性能が優れることから，たわみおよび外ケーブル張力増分の変化が小さくなることが認められた。また，PC 桁の安全性と使用性を照査した結果，今回の内ケーブルの破断ケースの中では，全主桁で 5 本の内ケーブルが破断した場合に，コンクリートの圧縮ひずみが限界値を超過して，安全性を満足しなくなることが認められた。
- 4) 実橋における計測結果と内ケーブル破断時の実挙動の評価結果から，モニタリングの検知性能について検証した結果，全主桁で均一に内ケーブルの破断が生じる場合には，

曲げひび割れの発生後から PC 桁の要求性能を満足しなくなるまでの間に耐荷性能の低下を検知できることが認められた。一方、特定の主桁で破断が進行する場合には、内桁で破断が進行する場合には、耐荷性能の低下を検知しにくいものの、PC 桁の要求性能を満足しなくなる前段階で、概ね耐荷性能の低下を検知することが可能であることが認められ、モニタリングの有効性が確認された。

- 5) 本章での検討結果を踏まえて、モニタリングの管理方法について提案した。計測値には、ばらつきの低減を図るため、1 日に計測する 6 列車分の計測値の平均値を用いることを提案した。また、管理値には、耐荷性能の低下を示す閾値と要求性能を満足しない可能性を示す閾値の 2 つの管理限界値を設定することを提案した。そして、モニタリングによる評価では、計測値と管理値を比較して PC 桁の状態を区分することとし、区分された状態に応じた維持管理の対応方針を提案した。

【参考文献】

- 1) 村田一郎：外ケーブル張力モニタリング方式による鉄道 PCI 形桁の維持管理方法に関する研究，京都大学学位論文，2014.3
- 2) 湯浅康史，森川英典，中上晋志：鉄道 PCI 形桁の外ケーブル張力モニタリング方式の管理方法に関する検討，第 24 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.431-436，2015.10
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，2004.4
- 4) 三浦尚，見波潔，西川和廣，松村英樹：暮坪陸橋の塩害による損傷と対策－③補強後の載荷試験と長期監視体制－，橋梁と基礎，pp.39-47，1994.1
- 5) 早川博，樋口徳男，高瀬英樹，登石清隆，渡辺浩二，伊藤裕章：妙高大橋の継続追跡調査，橋梁と基礎，pp.41-46，2015.3
- 6) 木戸俊郎ほか：応力磁気効果を利用した PC 鋼材の緊張力測定装置の開発，資源・素材学会 2008，pp.207-208，2008.10
- 7) 村田一郎，大坪正行，近藤拓也，田中克弘，森川英典，PCI 形桁の有効プレストレス変動に対する外ケーブルモニタリングシステムの有効性に関する解析的研究，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，pp.177-184，第 11 巻，2011.10
- 8) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編，2013.3
- 9) Xuehui An, Koichi Maekawa and Hajime Okamura：Numerical Simulation of Size Effect in Shear Strength of RC Beams, J. Materials Conc.Struct., Pavements, JSCE, No.564/V-35, pp.297-316, 1997.5
- 10) 湯浅康史，近藤拓也，松田好史：開業 40 周年を迎えた山陽新幹線 PC 桁の維持管理，プレストレストコンクリート，Vol.58，No.1，pp.11-16，2016.1
- 11) 長田光司，本間淳史，佐藤正明，池田尚治：PC 橋の補修・補強技術，コンクリート工学 Vol.43，No.12，pp.18-25，2005.12
- 12) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（変位制限），2006.2

第7章 結論

7.1 概説

長期にわたり鉄道 PC 桁を健全に維持管理する上での課題に、グラウト充填不足に起因する内ケーブルの腐食対策が挙げられる。グラウト充填不足部における内ケーブルの腐食や破断は外観の変状に表れにくく、目視検査において耐荷性能の低下を把握しにくい特徴を有している。このため、目視検査に基づいて PC 桁を維持管理した場合、PC 桁の耐荷性能が大きく低下した段階で劣化を把握することとなり、構造物の供用を著しく制限する可能性が危惧される。これらの課題に対し、既設 PC 桁に外ケーブルを設置して、その張力をモニタリングすることにより耐荷性能の低下を検知し、耐荷性能の低下を検知した場合には外ケーブルを再緊張して速やかに耐荷性能を回復することで、PC 桁を適切に維持管理することを意図した外ケーブル張力モニタリング方式が提案されている。しかし、主桁間隔の狭い鉄道 PCI 形桁には外ケーブル補強工法を適用できず、外ケーブル張力モニタリング方式を広く実用化できないことに課題を有していた。また、外ケーブル張力モニタリング方式が試験施工された PC 桁において、実橋での計測データに基づくモニタリングの有効性や、モニタリングの管理方法の検討がなされていなかったことから、実用化には至っていない状況にあった。

本研究は、これらを背景として、主桁間隔の狭い鉄道 PCI 形桁に適用できる外ケーブル補強工法を開発するとともに、外ケーブル張力モニタリング方式の管理方法を検討することによって、鉄道 PCI 形桁に外ケーブル張力モニタリング方式を広く実用化することを目指すことに研究を行ったものである。

本章では、各章で得られた知見を取りまとめるとともに、鉄道 PC 桁の合理的な維持管理に向けた今後の課題と展望について述べる。

7.2 本研究で得られた結論

第 1 章「緒論」では、本研究の背景、目的について述べ、主桁間隔の狭い PCI 形桁に適用する外ケーブル定着装置（桁間定着装置）を提案するとともに、本論文の構成を示した。

第 2 章「既往の研究と本研究の位置付け」では、本研究に関連の深い研究として、PC 鋼材の腐食や破断が生じた PC 梁の耐荷性能、新旧コンクリート界面のせん断伝達機構、外ケーブル補強工法、PC 桁のモニタリングに関する既往の研究についてまとめ、本研究の課題および検討すべき事項を以下のとおり示した。

- 1) 桁間定着装置で対象とする、接合鉄筋を配置しない新旧界面のせん断伝達機構については、これまでに実験的な検討が行われた例が少なく、せん断伝達挙動やせん断伝達性能は十分明らかになっていないのが現状である。既往の研究から、 2N/mm^2 程度の圧縮応力が作用する新旧界面のせん断伝達挙動については、ひび割れが発生した後も、

摩擦抵抗によるせん断伝達で抵抗することが確認されているものの、本研究で対象とする高い界面垂直応力が作用する場合の挙動は明らかではない。また、高い圧縮応力が作用する新旧界面のせん断伝達性能は、平滑な新旧界面でモルタル接合した場合の評価事例が認められたが、本研究で対象とする新旧界面における研究事例は認められない。さらに、圧縮応力が傾斜した新旧界面に作用する場合のせん断伝達性能を検討した事例は認められない。以上より、桁間定着装置の基礎的検討として、新旧界面のせん断伝達機構の評価、高圧縮応力が作用する場合および圧縮応力が傾斜した新旧界面に作用する場合の新旧界面のせん断伝達性能についての検討が必要である。

- 2) 既往の研究から、外ケーブル補強工法は、内ケーブルが破断した場合の補強工法として有効であることが確認された。また、外ケーブル補強工法の設計基準において、定着装置は設計荷重作用時と終局荷重作用時の状態を照査することが定められており、設計荷重作用時には、定着装置が弾性挙動を示す範囲に抑えることが定められていることが確認された。したがって、定着装置の耐荷性能を評価するにあたって、定着装置の最大耐力の検討に加えて、定着装置が弾性挙動を示す限界についての検討が必要である。
- 3) 桁間定着装置を用いた外ケーブル補強工法を実橋へ適用するにあたっては、オーバープレストレスにより落橋した事例を踏まえると、補強後の応力状態を検討することが重要と考えられる。また、既往の研究事例において、外ケーブルが大容量となる場合や外ケーブルが主桁の片側のみに配置される場合には、定着部付近の既設主桁に大きな引張応力が作用することが認められており、本研究においても既設主桁に与える影響を検討する必要があると考えられる。
- 4) PC 桁のモニタリング事例では、実橋における様々な外乱に伴う計測値のばらつきをできる限り低減し、性能低下に起因する計測値の変動を抽出できるよう配慮していることが認められた。したがって、外ケーブル張力モニタリング方式によるモニタリングを検討するにあたり、計測値のばらつきの低減に十分配慮することが重要と考えられる。また、モニタリング事例では、計測値に応じて多段階の管理レベルが設定され、構造物の異常を検知するだけでなく、構造物の供用を制限するための判断材料としてモニタリングが活用されていた。このことから、外ケーブル張力モニタリング方式の管理方法を検討する際に、供用制限する管理値について検討し、モニタリングを有効に活用するのがよいと考えられる。

第3章「新旧界面のせん断伝達機構に関する研究」では、新旧界面のせん断伝達機構の評価を目的としたルーマニア式せん断実験、高い界面垂直応力が作用する場合のせん断伝達性能や、圧縮応力が傾斜した新旧界面に作用する場合のせん断伝達性能の評価を目的とした二面せん断実験を実施した。さらに、二面せん断実験を対象に FEM 解析を実施し、

高い界面垂直応力が作用する場合の新旧界面の解析モデルを検討した．本章で得られた主な知見を以下に示す．

- 1) ルーマニア式せん断実験の結果，新旧界面にせん断力が作用した場合の挙動は，載荷初期では弾性挙動を示すが，弾性限界荷重を超えると，滑動面での微小なすべり，ひび割れ幅が増加し始める挙動を示した．また，ひび割れが生じた後もさらに大きいせん断力に抵抗したあと最大荷重に至り，その後荷重低下を伴って滑動する挙動を示すことが認められた．
- 2) ブラスト処理のみ実施した，新旧界面の付着力が大きい A タイプの供試体は，新旧界面周辺での斜めひび割れが生じて滑動面を形成した．一方，ブラスト処理後に剥離剤を塗布して付着力を低減した B タイプの供試体は，新旧界面でひび割れが生じて滑動面を形成した．この結果，新旧界面の付着力の差異により，滑動面の凹凸性状に大きな差異が生じた．なお，A タイプの滑動面は斜めひび割れが生じたことから，厳密には新旧界面のせん断強度を示すと言いがたいが，新旧界面のせん断強度はひび割れ面のせん断強度より大きいと考えられることから，便宜的に本実験の結果を新旧界面のせん断強度と取り扱うこととした．
- 3) 新旧界面付近にひび割れが生じて微小なすべりが生じ始める時のせん断応力（弾性限界せん断応力）は，新旧界面の付着力が大きいほど，界面垂直応力が大きいほど増加することが認められた．
- 4) 新旧界面のせん断強度は，新旧界面の付着力が大きいほど，界面垂直応力が大きいほど増加することが認められた．なお，最大荷重時にはすでにひび割れが発生して滑動面を形成していることから，付着抵抗は消失しているものの，付着力が大きい場合には滑動面の凹凸性状が大きくなることから，せん断強度も大きくなったものと考えられる．また，新旧界面のせん断強度は，滑動面の凹凸性状に応じて面性状を表す係数 b を適切に選定することで，コンクリート標準示方書による計算値にて比較的精度良く評価できることが認められた．
- 5) 二面せん断実験の結果， 25N/mm^2 程度までの高い界面垂直応力が作用する場合にも，界面垂直応力の増加に伴いせん断強度が増加することが認められ，そのせん断強度は示方書の計算値で安全側に評価できることが確認された．したがって，定着装置の耐荷性能を確保する観点からは，定着装置の界面垂直応力を大きくすることで，定着装置の寸法をコンパクトにできる可能性が認められた．
- 6) また，高い界面垂直応力が作用する新旧界面のせん断伝達挙動の特徴として，せん断すべりに伴うひび割れ幅の増大が生じにくい傾向が認められた．これは，高い界面垂直応力が作用する場合，せん断すべりが生じる際に，滑動面の凹凸を破壊することなどが原因として考えられる．
- 7) 圧縮力が傾斜して作用する場合の新旧界面のせん断伝達性能は，新旧界面に作用する

圧縮力のうち、面に平行な分力をせん断力として考慮して評価する必要があることが確認された。

- 8) 二面せん断実験を対象とした FEM 解析の結果、 20N/mm^2 程度の界面垂直応力が作用する新旧界面のせん断伝達挙動は、FEM 解析で滑動まで追跡することはできなかったものの、最大荷重付近までの挙動を概ね表現できることが確認された。
- 9) 二面せん断実験で確認された新旧界面付近の応力が解放される（変曲点）メカニズムは、新旧界面の部分的なすべりや供試体の曲げ変形の影響により、応力の流れが新旧界面の上側へ変化することに起因するものと解析的に推察された。

第 4 章「桁間定着方式による外ケーブル定着装置に関する研究」では、桁間定着装置の定着部の挙動や耐荷性能の評価、界面垂直応力や新旧界面の付着力等のパラメータが定着部に及ぼす影響の評価を目的とする小型供試体実験を行った。また、定着装置の耐荷性能の検証および長期性状の確認等を目的とする大型供試体実験を行うとともに、大型供試体実験の結果をベンチマークとして、新旧界面の FEM 解析モデルについて検討を行った。以下に、本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 小型供試体実験の結果、定着装置は載荷の初期段階では弾性挙動を示すが、荷重が弾性限界荷重を超過すると非線形性を示しはじめ、最大荷重に至った後、ハンチ面付近のひび割れ面で滑動が生じる挙動を示した。
- 2) 定着装置の弾性限界荷重は、ハンチ面付近に生じたひび割れ面において微小なすべりが生じることによるものと推察された。また、微小なすべり挙動は、載荷方向のほか、橋軸直角方向かつハンチ面平行方向にも生じるとともに、ひび割れ幅も増加することが認められた。
- 3) 定着部付近の主桁では、弾性限界荷重以降に、下フランジ部が開く挙動や下フランジや主桁外側にひび割れが生じる影響が認められた。主桁の下フランジ部が開く挙動やひび割れは、ハンチ面付近のひび割れ面におけるハンチ面平行方向のすべりに起因したものと推察した。
- 4) 小型供試体実験の弾性限界せん断応力は、ルーマニア式せん断実験と同等の大きさであったことから、定着装置の弾性限界荷重は主桁による拘束の影響を受けないと考えられる。また、小型供試体実験の結果を回帰して、弾性限界せん断応力の評価式を提案した。
- 5) 定着装置の挙動は、ハンチ面でのすべり挙動のほか、定着装置の浮き上がりに伴う回転挙動を生じることが認められた。また、定着装置の浮き上がりが生じ始める荷重は、簡易な構造計算により比較的精度よく評価できることを確認した。
- 6) 定着装置の最大耐力は、コンクリート標準示方書に基づく計算値またはルーマニア式せん断実験でのせん断強度より大きいことが認められた。この原因として、桁間定着装

置は、ハンチ面でのすべり等により主桁の拘束効果が発揮され、ハンチ面に作用する垂直な圧縮力が増加したことがその一因と推察した。

- 7) 本実験の範囲においては、横桁は定着装置の耐荷性能に大きな影響を与えないが、下面支圧板の接触状態は耐荷性能に影響を与えることが認められた。
- 8) 大型供試体実験において、小型供試体実験の結果に基づく弾性限界荷重および最大荷重の評価方法は、実寸大の大きさの供試体においても概ね安全側に評価することができると認められ、提案した評価方法の妥当性が認められた。
- 9) 実橋での適用を想定して設計した定着装置を約 1 年間長期暴露した結果、定着装置および主桁にひび割れの発生や進展などの変状は認められず、長期性状に問題がないことが確認された。また、クリープや乾燥収縮などによる緊結用 PC 鋼材の張力変化量は、鉄道 RC 標準に基づく計算方法で概ね安全側に評価できることが認められた。
- 10) 実橋での適用を想定して設計した定着装置を対象に、FEM 解析を行った結果、新旧界面を剛結とし、材料モデルを弾性とした解析により、比較的精度よく定着装置や主桁の挙動、応力状態を表現できることがわかった。

第 5 章「桁間定着装置を用いた外ケーブル補強工法の実構造物への適用性に関する研究」

では、実橋 PC 桁において内ケーブルの破断が生じて外ケーブル補強工法を適用した場合の FEM 解析を行い、補強効果の検証、補強後の応力状態の評価、既設主桁に与える影響の評価を行った。さらに、解析の結果、既設主桁にひび割れが生じる可能性が認められたことから、定着装置の仕様を変更した場合の解析的検討を実施した。本検討で得られた知見を以下に示す。

- 1) 桁間定着装置を用いた外ケーブル補強工法は、地覆や高欄などの部材により、非対称断面となる PC 桁においてもプレストレスを適切に追加導入することができ、想定する補強効果が得られることを確認した。また、簡易評価法である内力評価法により、導入できるプレストレスを概ね評価できることを確認した。
- 2) 内ケーブルの破断によりプレストレスの減少が生じていない範囲において、圧縮応力度の照査を行ったところ、今回の外ケーブル補強によるプレストレス導入量の範囲では、圧縮応力の限界値には至らず、オーバプレストレスとならないことが認められた。
- 3) 界面垂直応力を 7N/mm^2 とする定着装置の仕様は、定着装置近傍の既設主桁部に局所的にひび割れが生じる可能性が高いことが認められた。
- 4) 既設主桁に与える影響を低減するため、緊結用 PC 鋼材の張力の低減、定着装置の長さの拡張、定着装置前面側における緊結用 PC 鋼材の縁端距離の拡張を考慮した定着装置の仕様について解析的に検討した。その結果、界面垂直応力を 7N/mm^2 から 4N/mm^2 に低減して、定着装置長さを 2000mm から 3500mm とするとともに、定着装置前面側

の縁端距離を 480mm に拡幅した定着装置の仕様とすることで、既設主桁の最大主応力がコンクリートの引張強度に対して十分小さくなることが認められた。

第 6 章「外ケーブル張力モニタリング方式の有効性と管理方法に関する研究」では、外ケーブル張力モニタリング方式が試験施工された PC 桁を対象として、計測値の分析、非構造部材を考慮した格子解析の検討、内ケーブル破断進行に伴う PC 桁の実挙動と性能の解析的評価を行った。また、これらの結果に基づいて、モニタリングによる検知性能について検討し、モニタリングの有効性を検証した。さらに、本章での検討結果を踏まえて、モニタリングの管理方法について提案した。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 実橋における計測値の分析の結果、モニタリングの管理指標となる外ケーブル張力増分の計測値は、計測機器のノイズに起因するばらつきが生じることが認められたが、季節変動の影響を受けず、概ね一定の値で推移することが認められ、モニタリングに適した指標であることが認められた。
- 2) 高欄や地覆などの非構造部材を考慮したケースと考慮しないケースの格子解析を行い、PC 桁での載荷試験結果をベンチマークとして、解析の精度を検証した結果、非構造部材を考慮した格子解析を用いることで、PC 桁のたわみ、実剛性を精度良く評価できることが認められた。
- 3) 3 次元非線形格子解析により、内ケーブルの破断位置や破断本数をパラメータとする感度解析を行って、PC 桁の実挙動を評価した結果、内ケーブルの破断が桁端側であるほど、グラウト充填不足長さが短いほど、内ケーブル破断時のたわみおよび外ケーブル張力増分が小さくなることが認められた。また、内ケーブルの破断が生じる主桁が内桁の場合、外桁に比べて、荷重分配性能が優れることから、たわみおよび外ケーブル張力増分の変化が小さくなることが認められた。また、PC 桁の安全性と使用性を照査した結果、今回の内ケーブルの破断ケースの中では、全主桁で 5 本の内ケーブルが破断した場合に、コンクリートの圧縮ひずみが限界値を超過して、安全性を満足しなくなることが認められた。
- 4) 実橋における計測結果と内ケーブル破断時の実挙動の評価結果から、モニタリングの検知性能について検証した結果、全主桁で均一に内ケーブルの破断が生じる場合には、曲げひび割れの発生後から PC 桁の要求性能を満足しなくなるまでの間に耐荷性能の低下を検知できることが認められた。一方、特定の主桁で破断が進行する場合には、内桁で破断が進行する場合には、耐荷性能の低下を検知しにくいものの、PC 桁の要求性能を満足しなくなる前段階で、概ね耐荷性能の低下を検知することが可能であることが認められ、モニタリングの有効性が確認された。
- 5) 本章での検討結果を踏まえて、モニタリングの管理方法について提案した。計測値には、ばらつきの低減を図るため、1 日に計測する 6 列車分の計測値の平均値を用いることを

提案した。また、管理値には、耐荷性能の低下を示す閾値と要求性能を満足しない可能性を示す閾値の 2 つの管理限界値を設定することを提案した。そして、モニタリングによる評価では、計測値と管理値を比較して PC 桁の状態を区分することとし、区分された状態に応じた維持管理の対応方針を提案した。

7.3 今後の課題と展望

7.3.1 主桁間隔の狭い PCI 形桁に適用する外ケーブル補強工法

本研究での実験や解析の結果から、主桁間隔の狭い PCI 形桁に適用する外ケーブル補強工法は、定着装置の挙動や耐荷性能が明らかとなり、実橋への適用性が認められた。今後は、実橋への試験施工を行い、施工性や既設主桁への影響を検証しながら、実用化を図っていく必要がある。

7.3.2 外ケーブル張力モニタリング方式を適用した PC 桁の維持管理

本研究において、外ケーブル張力モニタリング方式の耐荷性能の低下の検知性能を、現地の計測データに基づいて検討し、PC 桁の要求性能を満たさなくなる前に、耐荷性能の低下を検知できることが認められた。ただし、本モニタリングでは、PC 桁全体としての耐荷性能の低下を検知できるものの、内ケーブルの腐食や破断の位置や程度、有効プレストレスの消失範囲と消失量について推定することはできないことから、これらは、耐荷性能の低下を検知した場合には、現地の詳細調査に基づいて推定する必要がある。現在、内ケーブルの破断を評価する非破壊検査手法としては漏洩磁束法¹⁾、残存プレストレスを検査する微破壊検査手法としてはスリット応力解放法¹⁾やコア応力解放法¹⁾、スロットストレス法¹⁾、鉄筋切断法¹⁾等が提案され実用化に至っているものの、適用範囲の制限や精度に課題を有しており、今後、PC 鋼材の状態あるいはプレストレスの状態を的確に評価できるよう、これらの非破壊検査や微破壊検査の高度化する技術開発が期待される。

また、本研究では、列車通過時の外ケーブル張力増分を管理指標とするモニタリングについて検討を行ったものであるが、この場合、耐荷性能の低下を検知できるのは、曲げひび割れ発生後となることが認められている。一方、死荷重状態での外ケーブル張力を管理指標とする場合には、季節変動等の影響を受けるものの、内ケーブルの破断に伴って、プレストレス量および桁そりが減少することが想定されるため、内ケーブルの破断本数が少ない段階で耐荷性能の低下を検知できる可能性が考えられる。このことから、死荷重状態の外ケーブル張力のモニタリング手法についても検討の余地があると考えられる。

さらに、山陽新幹線の PC 桁には、I 形桁や箱桁のほか、ホロー桁も供用されている。ホロー桁については、本研究で検討した主桁間隔の狭い PCI 形桁と同様に、従来構造の外ケーブル定着装置が設置できず、外ケーブル補強工法の適用が困難である。このことから、今後、PC ホロー桁に適用できる外ケーブル補強工法についての技術開発が期待される。

7.3.3 鉄道 PC 桁の合理的な維持管理

本研究の結果，外ケーブル張力モニタリング方式を適用して PC 桁を維持管理することで，内ケーブルの破断が進行した場合にも，安全かつ最小限の供用制限で維持管理できることが検証された．これは，鉄道 PC 桁の維持管理の信頼性を向上させる手法として意義深いと考えられる．その一方で，外ケーブル張力モニタリング方式は，外ケーブルや計測機器の設置や管理に多額のコストを要することから，内ケーブルの破断の可能性が小さい PC 桁を含めたすべての既設 PC 桁に，本方式を適用することは合理的な維持管理の方策とはいえない．したがって，ひび割れから漏水が生じている PC 桁や内ケーブルの著しい腐食が確認された PC 桁のように，内ケーブルの腐食の進行が想定され，破断に至るリスクが高い PC 桁を対象に，外ケーブル張力モニタリング方式を適用するのがよいと考えられる．一方，外ケーブル張力モニタリングを適用しない PC 桁についても，本来は定期的に PC 桁の耐荷性能を評価しながら維持管理することが望ましい．現在，PC 桁の耐荷性能を評価できる現在の検査技術には，上述した漏洩磁束法や応力解放法などが実用化されているものの，比較的高い費用を要することや PC 桁に損傷を与えることなどに課題を有し，定期的に行う検査として適用された事例はみられないのが現状である．このことから，今後，これらの非破壊検査の簡易化や，定期的な検査として活用できる新たな検査技術の開発が期待される．

【参考文献】

- 1) プレストレストコンクリート工学会：既設ポストテンション橋の PC 鋼材調査および補修・補強指針，2016.9

謝辞

本論文は、著者が西日本旅客鉄道(株)構造技術室に在籍していた 2013 年度の 1 年間と、神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻博士後期課程に在籍した 2014 年度から 2016 年度までの 3 年間の計 4 年間に行った研究成果を取りまとめたものです。研究を進めるにあたって、多くの皆様から貴重なご指導ご支援を賜りました。

神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻教授 森川英典博士には、本論文をまとめる機会を与えて頂くとともに、筆者が学部時代に森川研究室に配属となった 2004 年から今日に至るまで、常に懇切丁寧なご指導を賜りました。心より感謝し、厚く御礼申し上げます。

神戸大学大学院教授 芥川真一博士および同教授 孫玉平博士には、本論文の取りまとめにあたり貴重なご助言を賜りました。ここに、厚く御礼申し上げます。

また、研究室における様々なサポートを頂きました神戸大学工学部技術職員 中西智美氏に感謝の意を表します。

本研究テーマである桁間定着装置の開発は、西日本旅客鉄道(株)とジェイアール西日本コンサルタンツ(株)と(株)エスイーとの共同開発、外ケーブル張力モニタリング方式の開発は、西日本旅客鉄道(株)とジェイアール西日本コンサルタンツ(株)と住友電工スチールワイヤー(株)との共同開発として、検討を行ったものです。ジェイアール西日本コンサルタンツ(株) 濱田譲博士には、双方の開発における実験および解析の実施にあたり多大なるご協力を頂くとともに、幅広いご経験に基づく有益なご助言、温かい励ましの言葉を頂きました。また、ジェイアール西日本コンサルタンツ(株) 京野光男氏、木戸弘大氏、福田圭祐氏には、実験や解析の実施にあたり多大なるご協力を賜りました。(株)エスイー 中井督介氏、松岡勤氏、藺田紘一郎氏には、定着装置のアイデアをご提示頂くとともに、第 4 章の大型供試体実験の実施にあたり多大なるご協力を賜りました。住友電工スチールワイヤー(株) 松原喜之氏、及川雅司氏、中上晋志氏には、現地 PC 桁の計測および管理方法の検討あたり、ご指導と多大なるご協力を頂きました。関係各位の皆様に対し、厚く御礼申し上げます。

第 3 章のルーマニア式せん断実験では、(株)中研コンサルタント 鈴木宏信博士、川崎匡氏、青木真材氏に、二面せん断実験では、ピーエス三菱(株) 河村直彦氏に多大なるご協力を賜りました。第 4 章の小型供試体実験では、三井住友建設(株) 森田雄三氏、坂本昭二氏、堀川貴示氏に、大型供試体の主桁製作においては、極東興和(株) 中田順憲氏、河金甲博士に多大なるご協力を賜りました。第 4 章の大型供試体実験の解析、第 5 章の実橋適用性に関する解析では、JIP テクノサイエンス(株) 中島照浩氏、淵沢健一氏に多大なるご支援を頂きました。第 6 章の実橋での計測および載荷試験では、レールテック(株) 鈴木秀門氏、櫛田正人氏(現：西日本旅客鉄道(株))、大江崇元氏に、多大なるご協力を賜りました。第 6 章の試験

施工桁での解析では、JIP テクノサイエンス(株) 田中克弘博士、長谷川京子氏に、多大なるご協力を賜りました。関係各位の皆様に対し、ここに、厚く御礼申し上げます。

西日本旅客鉄道(株) 常務技術理事 松田好史博士には、会社に籍を置きながら博士課程にて研究を行う貴重な機会を与えて頂くとともに、多大なるご支援を賜りました。ここに、厚く御礼申し上げます。また、西日本旅客鉄道(株) 構造技術室設計指導監 大坪正行氏には、研究のテーマや博士後期課程に進学するきっかけを与えて頂くとともに、若輩者である著者に設計の基本から本研究の詳細に至るまで、厳しくも温かいご指導を賜りました。ここに、厚く御礼申し上げます。

西日本旅客鉄道(株)構造技術室、同 鉄道本部施設部をはじめとする関係各所の皆様には、研究に専念させて頂くべく職務上の多大なるご配慮を頂くとともに、開発の推進にあたりご支援を頂きました。特に、筆者が在籍していた構造技術室コンクリート構造グループの皆様、コンクリート構造グループ課長 金子雅氏、同担当課長 荒巻智博士、同課長代理 楠本秀樹氏、同主席 渡辺佳彦博士、同主査 坂岡和寛氏、レールテック(株) 村田一郎博士、施設部土木技術課担当課長 柏原茂氏、小倉新幹線土木技術センター所長 野村倫一氏、高知工業高等専門学校准教授 近藤拓也博士、施設部企画課主査 丸山直樹氏、岡山新幹線土木技術センター係長 宮島英樹氏に、多大なるご支援とご協力を賜りました。ここに、ご負担をおかけしたお詫びを申し上げるとともに、厚く御礼を申し上げます。

当社より社会人博士課程に進まれた、金沢土木技術センター所長 荒木弘祐博士、神戸新幹線土木技術センター係長 吉田隆浩博士には、ご自身の経験に基づくご助言や終始温かい応援を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

第6章の実橋での計測および載荷試験においては、広島新幹線土木技術センター所長 富樫穰司氏、試験当時、同センター所長の松本敬司氏、同センター副所長 香川清治氏をはじめとする広島新幹線土木技術センターの皆様、多大なるご協力を頂きました。ここに、厚く御礼申し上げます。

博士後期課程の先輩でありますピーエス三菱(株) 鴨谷知繁博士には、ご自身の経験に基づくご助言や温かい励ましの言葉を賜りました。また、同時期に博士後期課程に在籍させていただいた、みの測量設計事務所 美濃智広博士には、博士論文の作成における様々な場面で有益なご助言を頂きました。ここに、厚く御礼申し上げます。

最後に、常に温かく見守り続けてくれた両親、筆者をいつも献身的に支えてくれた妻、筆者に元気を与えてくれた2人の娘に感謝の意を表し、謝辞といたします。

2017年3月

神戸大学博士論文「鉄道 PCI 形桁の維持管理における外ケーブル張力モニタリング方式の
実用化に関する研究」全 190 頁

提出日 2017 年 1 月 19 日

本博士論文が神戸大学機関リポジトリ **Kernel** にて掲載される場合、掲載登録日（公開日）
はリポジトリの該当ページ上に掲載されます。

© 湯浅 康史

本論文の内容の一部あるいは全部を無断で複製・転載・翻訳することを禁じます。